



**Tiago André Mendes
Teixeira**

**Diagramas de comportamento geotécnico de solos
residuais baseados no ensaio DMT**



Universidade de Aveiro Departamento de Geociências
Ano 2018

**Tiago André Mendes
Teixeira**

**Diagramas de comportamento geotécnico de solos
residuais baseados no ensaio DMT**

Tese apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica, realizada sob a orientação científica do Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz, Professor auxiliar convidado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

o júri

presidente

Prof. Doutor Jorge Manuel Pessoa Girão Medina
professor auxiliar no Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues
coordenador do Instituto Politécnico da Guarda

Prof. Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz
professor auxiliar convidado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

agradecimentos

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que contribuíram para tornar este percurso, numa caminhada de aprendizagem e desenvolvimento pessoal e em particular:

ao Professor Nuno Cruz, por ter acreditado em mim para o desenvolvimento deste tema, pela paciência e atenção, e por me ter ensinado tanto nesta área de engenharia. Agradeço também a oportunidade de estágio que me proporcionou na Mota Engil, que contribuiu para desenvolver a minha capacidade de trabalho e de pensamento;

à Eng.^a Carin Mateus, por todos os ensinamentos, paciência, disponibilidade e constante boa disposição;

aos meus Pais, por terem dado sempre uma palavra de força quando esta era necessária, e por terem sempre proporcionado tudo aquilo que estava ao seu alcance para que a minha caminhada fosse o mais tranquila possível;

à minha Irmã e ao meu Primo, por serem sempre uns brincalhões mesmo em alturas de maior stress;

aos meus padrinhos e à minha avó, por me terem ajudado e acreditado desde sempre e em especial no meu percurso académico. Vocês são os meus segundos Pais;

à Professora Joana Ribeiro, por ter despertado este bichinho pela Engenharia Geológica que me fez enveredar por este caminho;

a todos os meus colegas de curso da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto e da Universidade de Aveiro, aos professores de ambas as universidades, ao meu grupo de amigos e aos meus colegas da Mota Engil pelos ensinamentos e momentos de descontração que tornaram esta caminhada mais fácil e memorável;

palavras-chave

Dilatómetro de Marchetti, coesão, solos residuais, diagramas de comportamento.

resumo

O estudo dos solos residuais é um tema que cada vez tem mais importância na mecânica dos solos já que está provado, que a aplicação da mecânica dos solos clássica não consegue cobrir completamente o comportamento deste tipo de materiais, onde a estrutura de cimentação representa um papel importante tanto no comportamento resistente como no deformacional.

Um dos principais problemas da caracterização destes solos através de ensaios *in situ* é a necessidade de avaliar simultaneamente coesão e ângulo de resistência ao corte a partir das mesmas medições. As metodologias disponíveis, aplicáveis a solos sedimentares, consistem na obtenção de ângulos de resistência ao corte em solos granulares ou coesão não drenada em solos argilosos, pelo que não se podem aplicar com sucesso a solos de natureza coesivo friccional, como são os solos residuais. Em consequência, novas metodologias baseadas em ensaios multi-paramétricos têm vindo a ser desenvolvidas, como é o caso do ensaio com Dilatómetro de Marchetti, DMT. Este ensaio tem vindo a ser amplamente utilizado com sucesso na caracterização de solos residuais graníticos, designadamente das formações de Granito do Porto e Granito da Guarda, para os quais foi desenvolvida uma metodologia específica para obtenção da coesão e do ângulo de resistência ao corte.

Este trabalho enquadra-se na sequência dessas aplicações, procurando verificar a aplicabilidade nos solos residuais, de diagramas de comportamento geotécnico inicialmente desenvolvidas para o caso de solos sedimentares, bem como de verificar a possibilidade de enquadramento nesses diagramas, da magnitude da coesão.

keywords

Marchetti's dilatometer, cohesion intercept, residual soils, sedimentary soils, soil mechanics.

abstract

Investigation of residual soils has been gaining more and more specificity, since classical soil mechanics cannot fully explain its behaviour, which is strongly marked by the influence of the cementation structure on strength and stiffness.

One of the main difficulties to characterize these soils based in *in situ* testing is the need to separate the global strength into two variables: cohesion and angle of shearing resistance. The common methodologies only include one parameter, namely effective angle of shearing resistance of granular soils or undrained strength of cohesive soils. Therefore, new methodologies based in multi-parametric tests has been proposed lately, as it is the case of Marchetti Dilatometer test, which has been successfully applied in Porto and Guarda granitic residual soils. In these formations, is actually possible to evaluate simultaneously both parameters through a specific methodology.

The present work is in the sequence of the referred developments and focus in the applicability of the self-behaviour type diagrams developed for sedimentary soils, in the identification of cementation influence and magnitude in each sounded residual massif.

Índice

1. Introdução	1
1.1 Organização do documento	2
2. Alteração das rochas e processos de formação de solos	5
2.1 Ciclo Geológico	6
2.1.1 Ciclo Litológico	7
2.1.2 Ciclo Tectónico	8
2.1.3 Ciclo Hidrológico	9
2.2 Meteorização	11
2.2.1 Meteorização física ou mecânica – Desagregação	11
2.2.2 Meteorização química ou alteração	12
2.3 Transporte	13
2.3.1 Gravidade	13
2.3.2 Vento	13
2.3.3 Água	14
2.4 Solos sedimentares e Solos residuais	15
3. Formação de Solos e Parâmetros Mecânicos Característicos	17
3.1 Introdução	18
3.2 Estado de tensão	22
3.3 História de Tensões – OCR e (vOCR)	23
3.4 Resistência	24
3.4.1 Resistência drenada	25
3.4.2 Resistência não drenada – c_u	26
3.4.3 Resistência em Solos Residuais	27
3.4.4 Influência da Sucção na Resistência ao Corte	28
3.5 Deformabilidade	30
4. Dilatômetro de Marchetti – DMT	33
4.1 Descrição do ensaio	34
4.2 Equipamento	35
4.3 Modo de Execução	37
4.4 Perturbação na fase de penetração	39
4.5 Parâmetros do ensaio	40
4.5.1 Parâmetros básicos	40

4.5.2 Parâmetros intermédios.....	41
4.6 Correlações com parâmetros geotécnicos.....	44
4.7 Solos Residuais	59
5. Enquadramento do Caso de Estudo.....	61
5.1 A Calibração DMT em Ambiente Controlado.....	64
5.1.1 CemSoil Box.....	64
5.2 Diagramas para distinção entre solos sedimentares e solos residuais.....	67
5.3 Diagramas SBT (<i>Soil Behavior Type</i>).....	69
6. Diagramas de Comportamento para o Ensaio DMT.....	71
6.1 Campo Experimental do IPG	72
6.1.1 Enquadramento geológico da Guarda	74
6.1.2 Resultados obtidos nos ensaios DMT realizados na 2ª fase.....	75
6.2 Projeção nos diagramas para distinção de solos	82
6.3 Projeção nos diagramas SBT	84
7. Conclusões.....	97
7.1 Adequabilidade dos diagramas na interpretação dos solos residuais.....	98
7.2 Evolução da Coesão	99
Bibliografia	101

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Ciclo Geológico (“Estudos da atmosfera, hidrosfera e geoesfera”, Acedido em 10/06/2018 http://univesp-katia-regina.blogspot.com/2016/03/estudos-da-atmosfera-hidrosfera-e.html).....	7
Figura 2.2 – Ciclo Litológico (“EarthCache” Acedido em 10/06/2018 https://www.geocaching.com/geocache/GC4D7FR_metamorfismo-metamorphism-cascais?guid=8cf02903-91f7-4094-9ff8-1cf1600c22dc).....	8
Figura 2.3 – Ciclo Tectónico (adaptado de “Estructura Interna I Tectónica De Plaques”).....	9
Figura 2.4 – Ciclo Hidrológico (“O ciclo da água” acedido em 10/06/2018 https://becastanheiradepera.blogs.sapo.pt/o-ciclo-da-agua-310234).....	10
Figura 2.5 - Transporte de sedimentos (“Erosão”, Acedido em 10/06/2018 http://dinamica-geologica.blogspot.com).....	14
Figura 2.6 - Transporte da água (“Erosão”, Acedido em 10/06/2018 http://dinamica-geologica.blogspot.com).....	15
Figura 3.1 – Graus de alteração: da rocha.	19
Figura 3.2 - Estado de tensão (Matos Fernandes, 2016).	22
Figura 3.3 - Diferentes comportamentos de um solo sobreconsolidado (Adaptado de Matos Fernandes, 2016).....	24

Figura 3.4 – Critério de rotura de Mohr-Coulomb quando a coesão é nula (Adaptado de Matos Fernandes, 2016).....	26
Figura 3.5 – Critério de rotura de Tresca (Matos Fernandes, 2016).....	26
Figura 3.6 – Ensaios Triaxiais em confinamentos baixos e altos (Cruz, 2010).	28
Figura 3.7 – Efeito da sucção no solo (adaptado de Molina Jr, Walter. (2017)).	29
Figura 3.8 - Representação dos três pontos de cedência de um solo residual (adaptado de Cruz, 2010).	31
Figura 4.1 - Esquema da lâmina DMT e varas de ensaio (adaptado de http://spot.umadesign.com/sites/geocontrole/pt/inovacao/3/dilatometro_de_marchetti.html)	35
Figura 4.2 - Unidade de controlo e lâmina DMT (http://www.marchetti-dmt.it/).....	36
Figura 4.3 - Diferentes meios de cravação do DMT (https://www.smig.org.mx).	36
Figura 4.4 – Esquema das diferentes fases de leitura.....	37
Figura 4.5 - Esquema indicativo da composição da lâmina (Marchetti, 2001).	38
Figura 4.6 - Deformação Lâmina vs Cone (Baligh & Scott, (1975)).	40
Figura 4.7 - Carta para estimar o peso volúmico (Marchetti e Crapps, (1981)).	46
Figura 4.8 – Gráfico para o cálculo do ϕ (Marchetti, 1980)	48
Figura 4.9 – Comparação dos resultados de c_u , em diversos ensaios (Marchetti, 1980).	51
Figura 4.10 – Gráfico para a determinação do ϕ (Marchetti, 1997).	54
Figura 5.1 – Esquema com a localização dos ensaios na CemSoil Box (Cruz, 2010).	65
Figura 5.2 - Comparação entre solos residuais indeformados e amostrados.....	66
Figura 5.3 - Gráfico da dedução do ângulo de resistência ao corte.....	67
Figura 5.4 - Diagramas de separação com base no CPTu (Schnaid et al., 2004).....	68
Figura 5.5 - Diagramas de separação com base no SPT (Schnaid et al.,2004).	68
Figura 5.6 – Representação dos solos residuais no diagrama de Cruz (2010).	68
Figura 5.7 – Segunda proposta de Cruz (2010) para a separação deste tipo de materiais.	69
Figura 5.8 - Diagramas SBT de Robertson (2015) para o ensaio DMT.	70
Figura 6.1 – Localização das campanhas realizadas no IPG.	72
Figura 6.2 – Localização dos ensaios realizados na segunda fase IPG.	73
Figura 6.3 - Carta geológica 18-C – Guarda 1:50 000, Unidade de Geologia, Hidrogeologia e Geologia Costeira (UGHGC – LNEG).	74
Figura 6.4 – Variação de I_D , com a profundidade.....	76
Figura 6.5 – Variação de K_D com a profundidade.....	77
Figura 6.6 – Variação de E_D com a profundidade.....	78
Figura 6.7 – Variação do módulo de deformabilidade confinada em profundidade.....	79
Figura 6.8 – Variação da coesão em profundidade.....	80
Figura 6.9 – Variação do ângulo de atrito em profundidade	80
Figura 6.10 – Representação dos dados IPG fase 2 no diagrama G_0/E_D vs I_D	82
Figura 6.11 – Diagrama ajustado com maior abrangência de dados.....	83
Figura 6.12 – Diagrama G_0/M_{DMT} vs K_D (Cruz et al., 2012).	83
Figura 6.13 - Representação dos dados IPG fase 2 no diagrama de Robertson (2016).	83
Figura 6.14 – Representação dos solos residuais no diagrama E_D/σ'_{v0} vs I_D	84
Figura 6.15 - Representação do parâmetro coesivo no diagrama E_D/σ'_{v0} vs I_D	85
Figura 6.16 – Representação dos dados residuais no diagrama K_D vs I_D com isolinhas E_D/σ'_{v0}	86
Figura 6.17 – Representação da coesão no diagrama K_D vs I_D com isolinhas E_D/σ'_{v0}	86
Figura 6.18 - Representação dos dados residuais no diagrama K_D vs I_D com isolinhas M_{DMT}/σ'_{v0}	87
Figura 6.19 - Representação da coesão no diagrama K_D vs I_D com isolinhas M_{DMT}/σ'_{v0}	88

Figura 6.20 - Representação dos dados residuais no diagrama K_D vs I_D com isolinhas G_0/σ'_{v0}	89
Figura 6.21 - Representação da coesão no diagrama K_D vs I_D com isolinhas G_0/σ'_{v0}	89
Figura 6.22 – Representação dos solos residuais, num diagrama comportamental.	90
Figura 6.23 – Ensaios triaxiais, com tensões de confinamento de 25, 50, 75 e 300 kPa.	91
Figura 6.24 – Representação dos solos residuais no diagrama de Cruz et al., 2018 para o CPTu. ...	92
Figura 6.25 – Apresentação de novas isolinhas de grandeza do parâmetro coesivo.	94
Figura 6.26 - Apresentação de um possível ajuste das isolinhas propostas no diagrama anterior. ...	94
Figura 6.27 – Sugestão de isolinhas de coesão, no diagrama de Cruz et al., 2012.	95

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 – Estágios de alteração.	18
Tabela 3.2 – Efeitos dos diversos fatores de influência nos solos residuais e transportados (Cruz, 2010).	21
Tabela 4.1 – Relação entre valores de I_D e tipos de solo (Marchetti, 1980).	45
Tabela 4.2 – Tabela com os parâmetros DMT (Marchetti, 2001).	57
Tabela 4.3 – Tabela com os parâmetros DMT (Marchetti, 2001) (Continuação).	58
Tabela 4.4 – Correlação dos parâmetros DMT para os solos sedimentares (Cruz, 2010).	60
Tabela 6.1- Resumo dos resultados da primeira fase IPG.	81
Tabela 6.2 - Resumo dos resultados da segunda fase IPG.	81
Tabela 6.3 - Representatividade dos solos residuais e da evolução da coesão nos gráficos de Robertson.	93

Simbologia

Alfabeto latino

A	- Primeira leitura do ensaio DMT
B	- Segunda leitura do ensaio DMT
C	- Terceira leitura do ensaio DMT
c	- Coesão
c'	- Coesão efetiva
c'g	- Coesão global
c _u	- Coesão não drenada
D	- Diâmetro da membrana
E	- Módulo de Young
E'	- Módulo de Young drenado
E _D	- Módulo dilatométrico
E _u	- Módulo de Young não drenado
G ₀	- Módulo de distorção
I _D	- Índice do material
K ₀	- Coeficiente de impulso em repouso
K _D	- Índice de tensão horizontal
M	- Módulo de deformabilidade confinada
M _{DMT}	- Módulo de deformabilidade confinada deduzido do DMT
N _c	- Normalmente consolidado
O _c	- Sobre consolidado
P ₀	- Pressão corrigida
P ₁	- Pressão corrigida
P ₂	- Pressão corrigida
Q _c	- Resistência de ponta (CPT _u)
R _M	- Fator corretivo
s ₀	- Diferença de deslocamento associado às pressões P ₀ e P ₁
u ₀	- Pressão da água nos poros
U _D	- Índice de pressão intersticial
V _s	- Velocidade das ondas de corte
W?	- Índice de classificação da rocha (ISRM)
z	- Profundidade
Z _M	- Parâmetro corretivo associado ao ensaio DMT

Alfabeto grego

ΔA	- Correção da calibração da membrana
ΔB	- Correção da calibração da membrana
Δp	- Diferença de pressões

ε_a	-	Extensão axial
ε_r	-	Extensão radial
ε_τ	-	Extensão tangencial
ε_v	-	Extensão vertical
ϕ	-	Ângulo de atrito
ϕ_{ps}	-	Ângulo de atrito em condições de cisalhamento
γ	-	Peso volúmico
γ_{sat}	-	Peso volúmico saturado
ν	-	Coeficiente de Poisson
ρ	-	Densidade do material
σ'_{h0}	-	Tensão efetiva horizontal em repouso
σ'_{v0}	-	Tensão efetiva vertical em repouso
σ_n	-	Tensão de confinamento
σ_v	-	Tensão vertical
τ	-	Tensão de corte
τ_u	-	Resistência não drenada

Abreviaturas

DMT – Dilatômetro plano (*Marchetti's Dilatometer Test*)

PMT – Pressiometro de Menard (*Menard Pressuremeter Test*)

CPTu – *Cone Penetration Test*

OCR e vOCR – Grau de sobreconsolidação e grau de sobreconsolidação virtual

SPT – *Standard Penetration Test*

DPSH – *Dynamic Penetration Test (Super Heavy)*

FVT – *Field Vane Test*

Capítulo 1. Introdução

1. Introdução

Este trabalho teve como objetivo verificar a representação dos solos residuais nos diagramas “*Soil Behaviour Type*”, recentemente propostos por Robertson para o ensaio DMT, e estudar a evolução do parâmetro coesivo nesses mesmos diagramas. Os diagramas de Robertson refletem, de forma sistemática e resumida, o comportamento do solo atravessado sendo por isso uma ferramenta importante no contexto prático de projeto e de execução de obras de engenharia.

O estudo de solos residuais é de extrema importância devido à sua natureza única. Este material caracteriza-se pela presença de uma estrutura de cimentação, que se reflete no desenvolvimento do parâmetro coesivo na envolvente de rotura Mohr-Coulomb. Consequentemente, a mecânica dos solos clássica, aplicada a solos sedimentares, não pode ser aplicada de igual forma a solos residuais pelo que têm sido desenvolvidos vários estudos a incidir neste tipo de solos.

Este trabalho foi desenvolvido em ambiente empresarial, no departamento de geotecnia da empresa Mota Engil, que em conjunto com o Instituto Politécnico da Guarda têm vindo a desenvolver estudos neste tipo de materiais e cujos dados obtidos foram fornecidos para esta dissertação.

1.1 Organização do documento

O trabalho apresenta-se dividido por capítulos para possibilitar um melhor acompanhamento do desenvolvimento do tema:

No Capítulo 1 apresenta-se uma breve introdução e organização do tema abordado.

No Capítulo 2 apresentam-se os processos de transformação desde a rocha até ao solo e descrevem-se de forma sucinta o ciclo geológico e os agentes de alteração e meteorização inerentes a este processo.

No Capítulo 3 descrevem-se a formação de solos e os parâmetros mecânicos característicos, referindo-se as principais diferenças entre os solos sedimentares e os solos residuais e apresentando-se os parâmetros mecânicos característicos de cada tipo de solo.

No capítulo 4 apresenta-se o dilatômetro de Marchetti - DMT, o seu equipamento e funcionamento, descrevendo-se os parâmetros obtidos a partir do mesmo. São também indicadas as correlações recentemente desenvolvidas para aplicação no caso dos solos residuais.

No Capítulo 5 faz-se o enquadramento do caso de estudo, apresentando-se a origem dos dados e os estudos anteriores que estiveram na base da realização deste trabalho.

No Capítulo 6 representam-se os resultados obtidos nos solos residuais nos Diagramas de Comportamento para o Ensaio DMT, discutem-se as tendências observadas e a evolução comportamental com o incremento da magnitude da coesão.

Por fim, o Capítulo 7 está destinado à apresentação de conclusões e considerações finais relativas aos estudos realizados nos capítulos anteriores.

Capítulo 2. Alteração das rochas e processos de formação de solos

2. Alteração das rochas e processos de formação de solos

A Terra é um sistema complexo em constante mutação. Os processos que nela atuam encontram-se em perfeito equilíbrio. Processos geológicos, hidrogeológicos e biológicos em conjunto com a ação antrópica causam a alteração da topografia e promovem a formação e a alteração dos materiais que a constituem.

Os solos são considerados um produto da meteorização física, química e biológica das rochas, encontrando-se em constante formação e modificação na superfície da terra. A alteração das rochas causa a transformação dos minerais constituintes do maciço num produto cada vez mais frágil, rompendo as ligações intrínsecas entre si e provocando uma desordem na rede cristalina. Essa quebra progressiva de ligações ao longo do tempo permite, assim, a formação do solo.

2.1 Ciclo Geológico

O ciclo geológico, tal como representado na figura 2.1, é composto pelo ciclo hidrológico, tectónico e o ciclo das rochas (litológico). Apesar da complexidade de cada ciclo estes encontram-se intrinsecamente ligados e em completa harmonia. Estes ciclos são uma consequência da dinâmica interna e externa do planeta, sendo a primeira acionada pelo calor interno da Terra, e a segunda condicionada pelos fenómenos atmosféricos. (Grotzinger, J. and Jordan, T. (2010))

O movimento das placas tectónicas, a sismicidade e vulcanismo são manifestações de fenómenos condicionados pela dinâmica interna. Estes fenómenos são causados pela convecção presente no interior da Terra, mais concretamente na astenosfera, permitindo a alteração da geomorfologia terrestre.

A atmosfera e os fenómenos climáticos, determinam ainda a evolução e a velocidade da alteração das rochas, condicionando, tal como a dinâmica interna, a topografia terrestre.

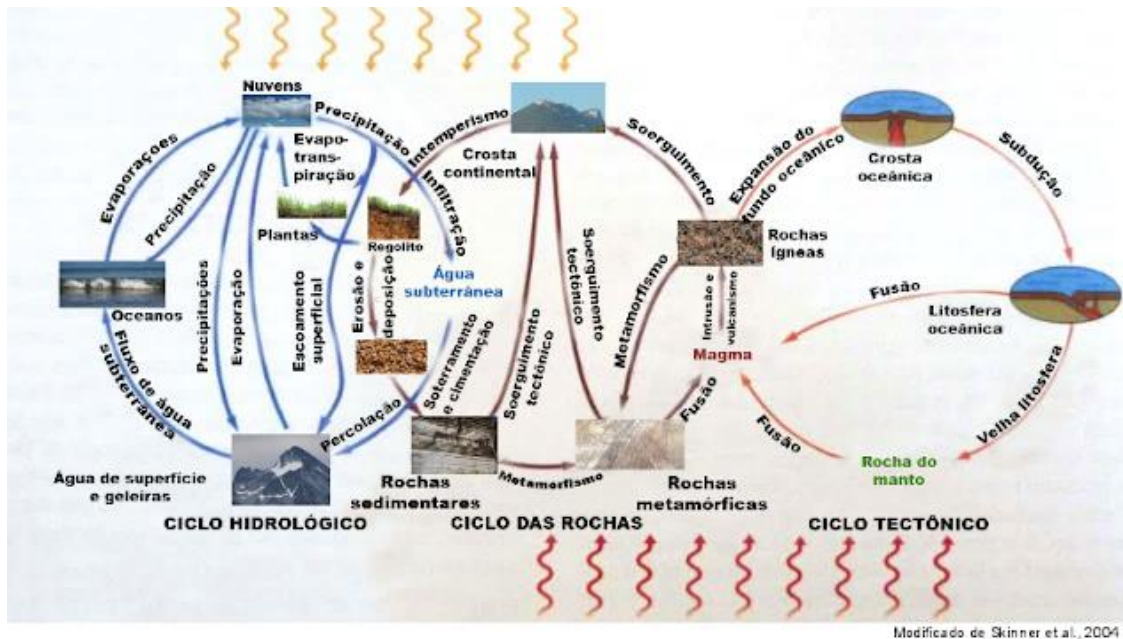


Figura 2.1 – Ciclo Geológico (“Estudos da atmosfera, hidrosfera e geoesfera”, Acedido em 10/06/2018 <http://univesp-katia-regina.blogspot.com/2016/03/estudos-da-atmosfera-hidrosfera-e.html>).

2.1.1 Ciclo Litológico

O ciclo litológico ou ciclo das rochas, explica a formação, degradação e transformação das rochas e caracteriza-se por englobar tanto processos externos como processos internos. Estes processos são responsáveis pela transformação contínua, entre os três tipos de rochas:

Magmáticas

Metamórficas

Sedimentares

Na figura 2.2, é esquematizado este ciclo, demonstrando os diferentes processos que levam à formação e à transformação das rochas.

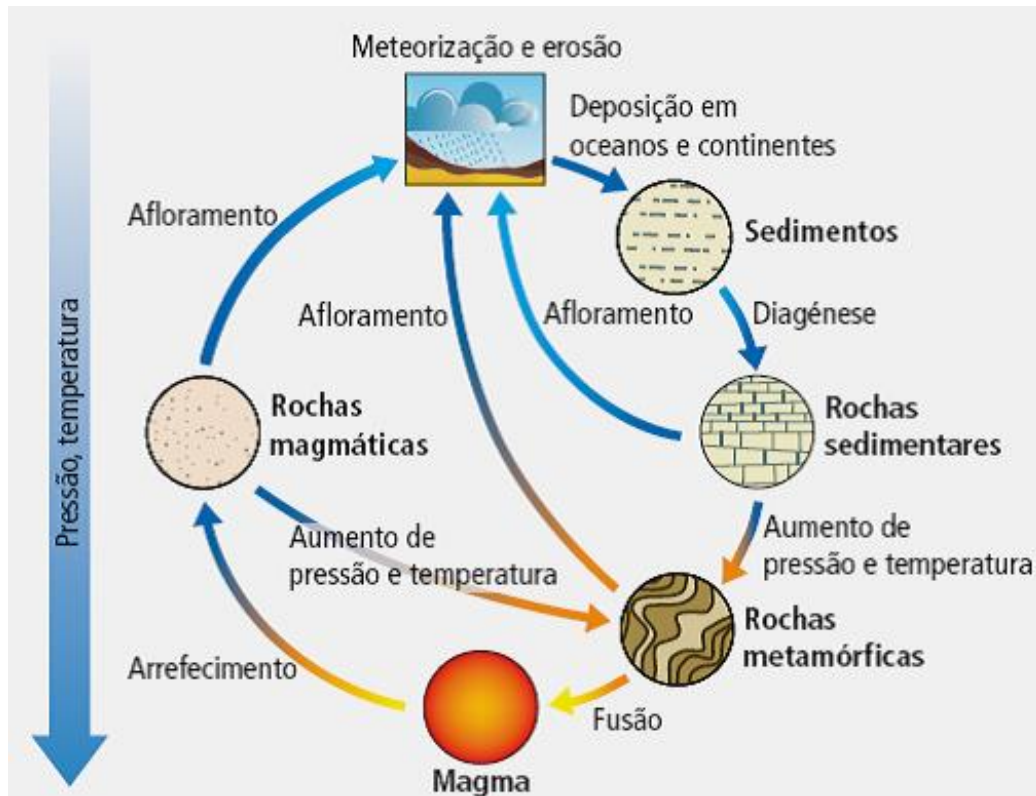


Figura 2.2 – Ciclo Litológico (“EarthCache” Acedido em 10/06/2018
https://www.geocaching.com/geocache/GC4D7FR_metamorfismo-metamorphism-cascais?guid=8cf02903-91f7-4094-9ff8-1cf1600c22dc).

Para ocorrer a transformação em rochas metamórficas é necessário um aumento de pressão e temperatura, algo que ocorre por exemplo em zonas de subducção. As rochas sedimentares, por outro lado, são formadas a partir da deposição de sedimentos que ao longo do tempo foram erodidos e transportados para um determinado local. Posteriormente, devido aos fenómenos de diagénese, estes sedimentos vão-se tornando cada vez mais coesos até se tornarem numa rocha sedimentar. Por último, para a formação de rochas magmáticas é necessário que ocorra a fusão da rocha, algo que ocorre a temperaturas, profundidades e pressões mais elevadas comparativamente às outras rochas.

2.1.2 Ciclo Tectónico

Tal como referido anteriormente, o ciclo tectónico é um dos ciclos constituintes do ciclo geológico. Como indica o nome este ciclo encontra-se associado ao movimento da tectónica de placas que permite a renovação da crosta terrestre

(figura 2.3). A Teoria da Tectónica de Placas abrange duas camadas da Terra, a litosfera e a astenosfera. A primeira corresponde a uma camada exterior rígida e a segunda uma camada interior viscosa que permite, consequentemente, o movimento das placas. Existem três tipos de limites tectónicos: divergentes, convergentes e transformantes. Será nos contactos divergentes, onde ocorre o afastamento de placas, que nova crusta irá surgir. Por outro lado, nos limites convergentes pode ocorrer formação de montanhas, neste caso se a colisão for entre placas de igual densidade, ou pode ocorrer o afundamento de crusta no caso de a colisão ser entre placa continental (menos densa) e oceânica (mais densa). Por fim, nos limites transformantes ocorre um movimento tangencial de placas não ocorrendo, consequentemente, nem formação nem destruição de crusta.

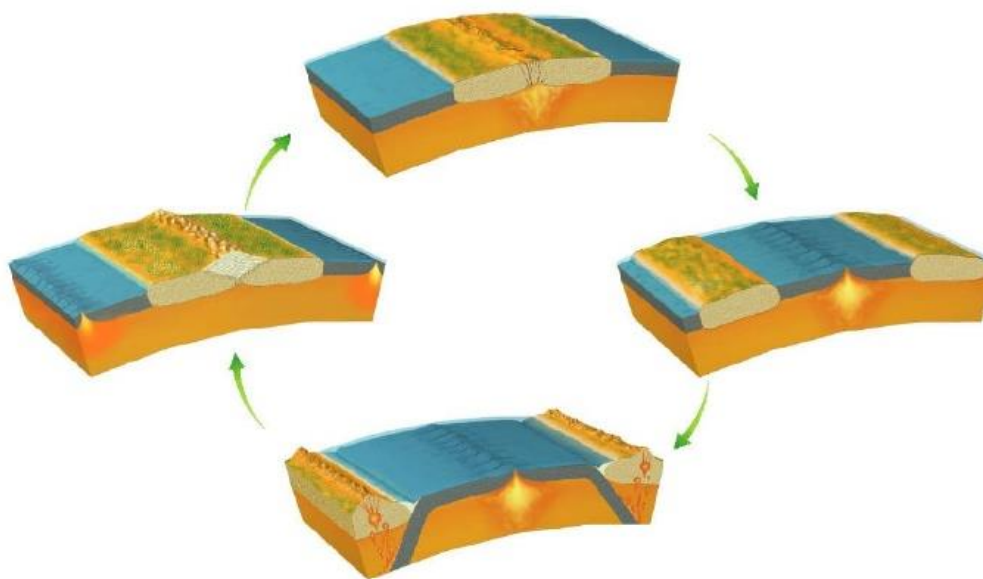


Figura 2.3 – Ciclo Tectónico (adaptado de “Estructura Interna I Tectónica De Plaques”).

2.1.3 Ciclo Hidrológico

A água é dos agentes erosivos que mais contribui para a alteração dos maciços rochosos e formação dos solos. Desde o momento da precipitação até à chegada aos oceanos a água passa por diversos processos, desde a infiltração ou escoamento até à evaporação e condensação. Os processos referidos são

conhecidos como o Ciclo da Hidrológico (figura 2.4), um dos ciclos constituintes do ciclo geológico.

Outro aspeto importante é o facto de a água ser a única substância que na sua condição natural coexiste nos três estados (sólido, líquido e gasoso). Este facto implica um ciclo entre estas três fases, provocando um movimento constante da substância.

Este ciclo contribui significativamente para a modelação topográfica, condicionando a distribuição de sedimentos (por via hidráulica) e a velocidade de decomposição da matéria orgânica.

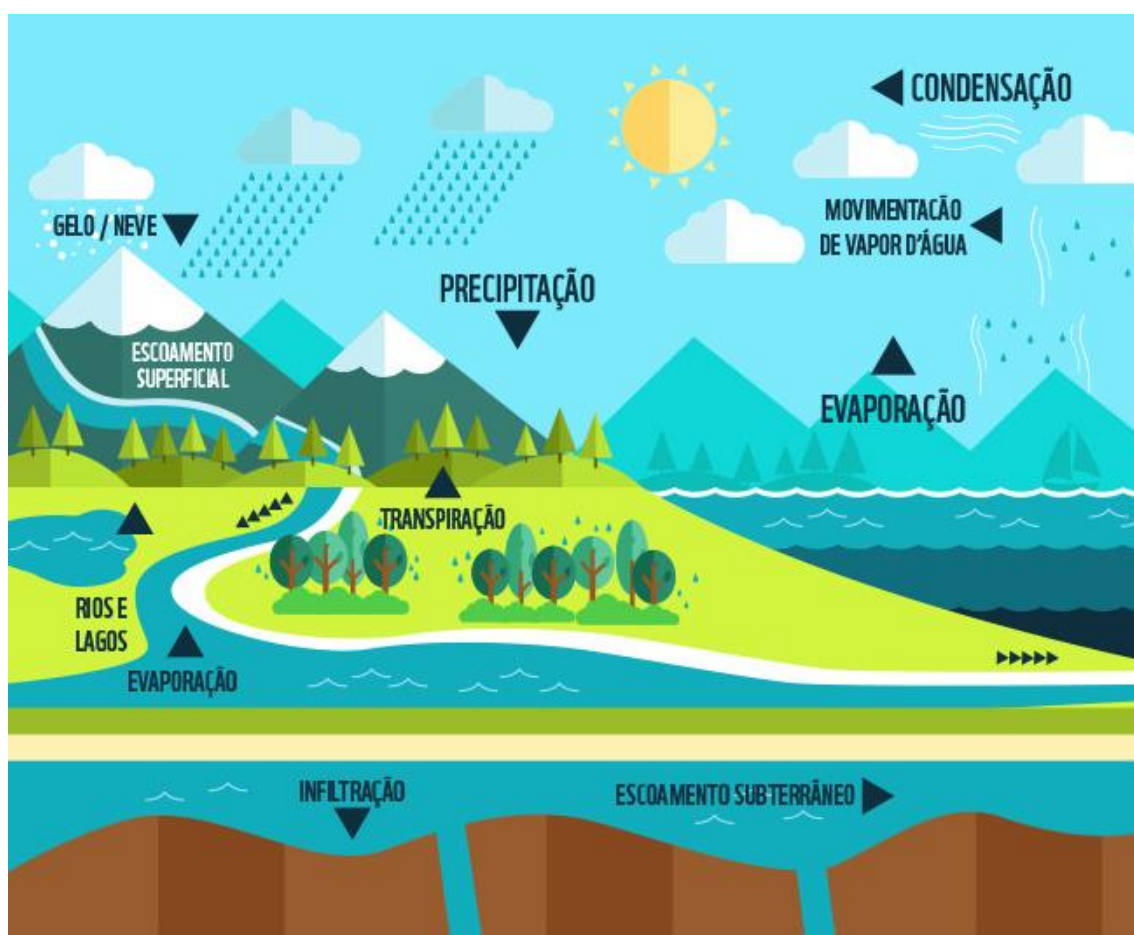


Figura 2.4 – Ciclo Hidrológico (“O ciclo da água” acedido em 10/06/2018 <https://becastanheiradepera.blogs.sapo.pt/o-ciclo-da-agua-310234>”).

2.2 Meteorização

As alterações físicas e químicas que afetam o maciço rochoso ou a superfície terrestre são conhecidas como meteorização.

A meteorização ou os processos relacionados com a alteração das rochas são em grande parte dominados por processos climáticos. Estes promovem a quebra de ligações inter-particulares no maciço rochoso, aumentam a rapidez de deterioração de matéria orgânica e são responsáveis pelo transporte de material.

Os processos de formação dos solos, embora diversos, podem ser sub-divididos em mecânicos e químicos, designados respetivamente por desagregação e alteração.

2.2.1 Meteorização física ou mecânica – Desagregação

A alteração mecânica está relacionada com a desagregação do maciço rochoso em partículas mais pequenas aumentando a área exposta aos agentes destrutivos. À medida que a meteorização mecânica aumenta a desagregação do maciço rochoso torna-se mais rápida, maioritariamente devido ao aumento da sua fraturação.

Os principais agentes responsáveis por esta desagregação são a água (líquida ou sólida), o vento e a temperatura que geram ciclos de gelo-degelo, molhagem-secagem, quente-frio com consequências ao nível da expansão das fraturas. Do mesmo modo, o crescimento de cristais nas fraturas e o alívio de tensões devido à remoção de sedimentos contribui para o aumento ou aparecimento de novas fissuras. É nas fissuras que ocorre a infiltração de água e penetração de raízes e plantas, que geram expansão devido ao congelamento da água ou devido ao crescimento natural das plantas.

2.2.2 Meteorização química ou alteração

A alteração química, tal como a alteração mecânica, é fortemente marcada pela ação da água. A alteração mecânica neste processo desempenha um papel fundamental principalmente na velocidade de decomposição. À medida que a alteração mecânica aumenta a exposição aos agentes químicos aumenta, promovendo o avanço da decomposição.

Este processo consiste na alteração dos minerais presentes na rocha mediante o desenvolvimento de reações químicas (em geral pela ação da água), nomeadamente:

Oxidação – Consiste na reação dos íons dos minerais presentes na rocha com o oxigénio presente na água. Os processos de oxidação começam primeiramente a ser notados nas superfícies das rochas sob a forma de descoloração. As rochas que contêm carbonatos, formas de sílica e sulfuretos de ferro, são particularmente suscetíveis a estes processos promovendo a alteração da rocha quando presentes.

Hidratação - A hidratação consiste na adição de água à estrutura de um mineral e a sua adsorção na estrutura cristalina. A adição de água à estrutura mineral provoca a sua expansão, causando uma alteração química e física do mesmo. O processo de desidratação ocorre de forma inversa.

Hidrólise - A hidrólise dos materiais rochosos é uma reação química lenta e específica, na qual os íons dos minerais reagem com os íons H^+ e HO^- da água, podendo originar novos minerais.

Carbonatação - A dissolução do dióxido de carbono na água cria uma solução ácida, o ácido carbónico (H_2CO_3), que em contacto com os minerais provoca uma alteração designada por carbonatação.

2.3 Transporte

É difícil estabelecer com rigor fronteiras entre os processos de erosão e transporte, uma vez que na maior parte dos casos os agentes que os determinam são os mesmos, funcionando de uma maneira ou de outra consoante a sua energia e as dimensões dos materiais a remover (Mateus, 2008). Tendo isto em conta, na maior parte das vezes ambos os processos atuam em paralelo, por exemplo quando a água transporta sedimentos, aumentando o seu poder erosivo.

Os materiais resultantes dos processos erosivos são, portanto, sujeitos a deslocamentos provocados pela gravidade, vento, movimento de glaciares, água e ainda pelos seres vivos. Os solos que incluem fenómenos de transporte no decurso da sua formação designam-se por solos sedimentares transportados, enquanto aqueles que não saíram do seu lugar de alteração se designam por solos residuais.

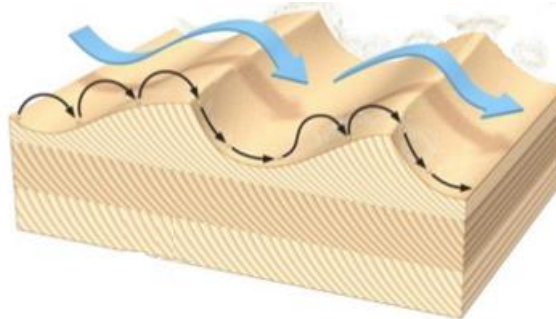
2.3.1 Gravidade

A gravidade é o primeiro agente de transporte que ocorre, na grande maioria dos casos. Este processo ocorre quando a partícula ou partículas se destacam da massa rochosa, e se movimentam devido à ação do peso próprio. Este fenómeno é agravado pela ocorrência de sismos, que pode causar um desvio do centro de massa do objeto ou provocar um desequilíbrio pela erosão diferencial nas encostas, aumentando o declive e “descalçando” a massa, entre outros fatores.

2.3.2 Vento

O vento, apesar de possuir apenas capacidade de transporte de sedimentos de pequenas dimensões, pode transportar os mesmos a distâncias muito elevadas.

O transporte (figura 2.5), deste agente pode ser feito por saltação, rolamento e deslizamento.

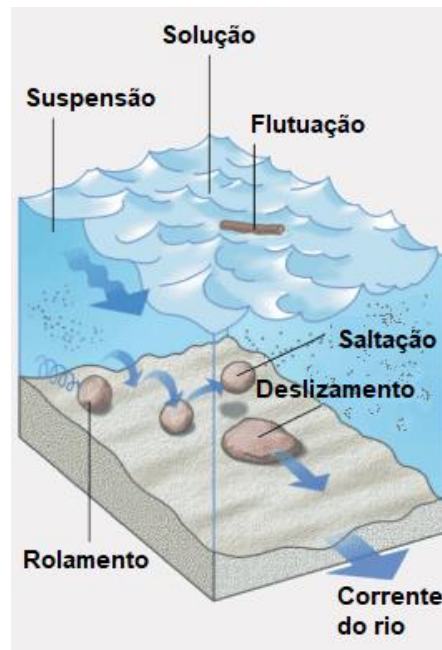


*Figura 2.5 - Transporte de sedimentos ("Erosão",
Acedido em 10/06/2018 <http://dinamica-geologica.blogspot.com>).*

2.3.3 Água

A água é o principal agente de transporte de sedimentos, tanto em termos da distância como da dimensão das partículas transportadas por possuir capacidade de transporte tanto no estado líquido como no estado sólido.

No estado líquido, os sedimentos podem ser transportados em águas subterrâneas, escoamentos superficiais, rios, lagos e correntes marítimas, e no estado sólido através dos glaciares. Os materiais podem ser transportados em solução, por saltação, rolamento e em suspensão quando o agente de transporte se encontra no estado líquido (fig. 2.6) e ainda no interior do gelo, quando a água está no estado sólido.



*Figura 2.6 - Transporte da água ("Erosão",
Acedido em 10/06/2018 <http://dinamica-geologica.blogspot.com>).*

2.4 Solos sedimentares e Solos residuais

O solo é um corpo não consolidado resultante da alteração de um maciço rochoso, cuja deposição é condicionada pelo relevo e pelos agentes de transporte. Tendo em conta o definido em secção anterior, existe a possibilidade de ocorrência de dois tipos de solos: sedimentares, quando as partículas constituintes são transportadas do seu local de origem e depositadas num outro local, e residuais, quando as partículas se mantêm no seu local origem.

Capítulo 3. Formação de Solos e Parâmetros Mecânicos Característicos

3. Formação de Solos e Parâmetros Mecânicos Característicos

3.1 Introdução

A partir dos processos de alteração descritos no capítulo anterior as rochas tendem a evoluir do seu estado mais resistente para estados mecanicamente cada vez mais fracos, até à formação final de solos residuais. A evolução desde a rocha original até aos maciços residuais pode ser classificada através de estágios de alteração designados de W_1 a W_5 (ISRM- Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas). A partir do momento em que a macro-estrutura (estrutura de diaclasamento) deixa de estar presente no maciço, o material deixa de poder ser classificado como maciço rochoso, passando à classificação de solo residual (W_6). De acordo com a normalização mais recente (ISO/CEN 14689-2, 2001), os diferentes estágios em que o maciço pode evoluir podem ser descritos do seguinte modo (tabela 3.1 e figura 3.1):

Tabela 3.1 – Estágios de alteração.

Simbologia		Designação	Descrição
W ₁	W ₁₋₂	São	Sem quaisquer sinais de alteração.
W ₂		Pouco alterado	Sinais de alteração, apenas nas imediações das descontinuidades.
W ₃		Medianamente alterado	Alteração visível em todo o maciço rochoso, mas não é friável.
W ₄	W ₄₋₅	Muito alterado	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável.
W ₅		Decomposto	Maciço apresenta-se completamente friável, praticamente com comportamento de solo.
W ₆		Solo residual	Macro estrutura inexistente, maciço comporta-se como um solo.

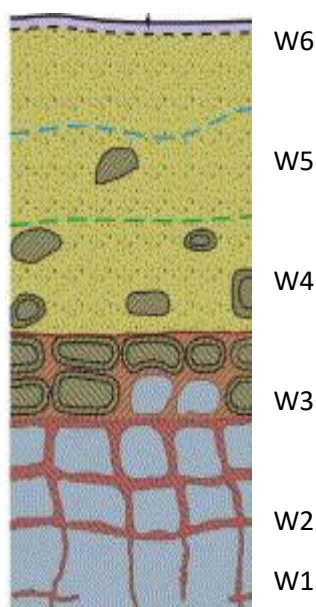


Figura 3.1 – Graus de alteração da rocha.

De um modo geral, todos os solos partem de um maciço rochoso não alterado cujos parâmetros de resistência são máximos, passando posteriormente por um estado intermédio onde o maciço começa a apresentar alguma porosidade até atingir um estado de alteração muito elevado. Neste último estado a porosidade é muito elevada e a macro-estrutura vai perdendo a sua influência até perder por completo o controlo do comportamento mecânico.

Na sequência da desagregação e alteração dos maciços, as partículas constituintes podem ser arrancadas do maciço, transportadas e depositadas longe do seu local de origem. Neste caso, os solos são denominados de solos (sedimentares) transportados para os distinguir dos solos residuais.

Assim, os solos sedimentares são solos que resultam da acumulação de detritos provenientes de rochas com origens e localizações diversas transportados para um mesmo ponto de deposição, enquanto os solos residuais resultam da alteração direta de um maciço rochoso original, mas sem que as partículas que os constituem tenham sido destacadas do maciço, isto é, não sofreram qualquer tipo de transporte. Neste contexto, os solos residuais representam um maciço que vai enfraquecendo mecanicamente ao longo do tempo com os processos de alteração, enquanto os solos sedimentares tendem a ganhar resistência, uma vez que se depositam no seu estado mais solto e evoluem para estados mais

compactos à medida que a diagénese progride (através de processos de compactação e cimentação).

A Mecânica dos Solos Clássica foi desenvolvida no contexto dos solos sedimentares, admitindo essencialmente dois comportamentos extremos, associados a solos argilosos e a solos arenosos. No primeiro caso, o comportamento mecânico é condicionado pelo seu estado de sobreconsolidação enquanto no segundo o comportamento é marcado pela sua densidade, isto é, pelo seu índice de vazios. No contexto dos modelos de interpretação dos ensaios de campo, é habitual considerar que no decurso da execução em solos argilosos se desenvolvem comportamentos não drenados caracterizados pela coesão não drenada, enquanto que em solos arenosos o comportamento é essencialmente drenado, caracterizado pelo ângulo de resistência ao corte.

No entanto, no caso dos solos residuais, a aplicação da Mecânica dos Solos Clássica encontra diversos obstáculos, fundamentalmente relacionados com a presença da estrutura de cimentação resultante da alteração da rocha mãe e pelas variações constantes que esse processo introduz no contexto mecânico desses solos (Cruz, 2010). De uma forma geral os efeitos na formação dos solos residuais e dos solos transportados são resumidos na tabela 3.2.

Nos sub-capítulos seguintes apresentam-se as definições dos parâmetros geotécnicos que permitem modelar numericamente os comportamentos mecânicos de referência dos maciços terrosos, nomeadamente no que concerne ao seu estado e história de tensões, resistência e deformabilidade.

Tabela 3.2 – Efeitos dos diversos fatores de influência nos solos residuais e transportados (Cruz, 2010).

Fator de influência	Efeito no solo residual	Efeito no solo transportado
História de tensões	Não se aplica, uma vez que a granulometria do solo evolui constantemente.	Muito importante. Provoca sobreconsolidação.
Resistência dos grãos	Muito variável, função da mineralogia.	Uniforme, as partículas mais fracas são eliminadas durante o transporte.
Ligações entre partículas	Componente importante da resistência, maioritariamente devido a ligações intrínsecas. Provoca um intercepto coesivo e uma tensão de cedência. Pode ser destruída pela amostragem.	Na maioria dos casos ocorre nas fases finais dos processos de diagénese, quando o solo evolui para maciço rochoso. Provoca um intercepto coesivo e uma tensão de cedência. Pode ser destruída pela amostragem.
Descontinuidades e estrutura	Advém da estrutura pré-existente da rocha mãe. No caso do solo residual essa estrutura já não existe.	Desenvolvida pelos ciclos de deposição e história de tensões.
Anisotropia	Derivada do <i>fabric</i> da rocha, e da estrutura inicial	Derivada da deposição e da história de tensões.
Índice de vazios e densidade	Depende do grau de alteração. Independente da história de tensões.	Depende da história de tensões.

3.2 Estado de tensão

Todos os maciços naturais estão sujeitos a tensões, que se podem dividir em tensões virgens, isto é, existentes no maciço independentemente de qualquer intervenção humana, e tensões induzidas, associadas às acções impostas pelas obras que sobre os maciços ou no interior destes são construídas.

Considerando um maciço terroso homogéneo de superfície horizontal e com um peso volúmico γ constante em profundidade (Fig. 3.2), com as forças atuantes neste maciço puramente normais entre si, a tensão total vertical que atua no ponto central deste maciço é:

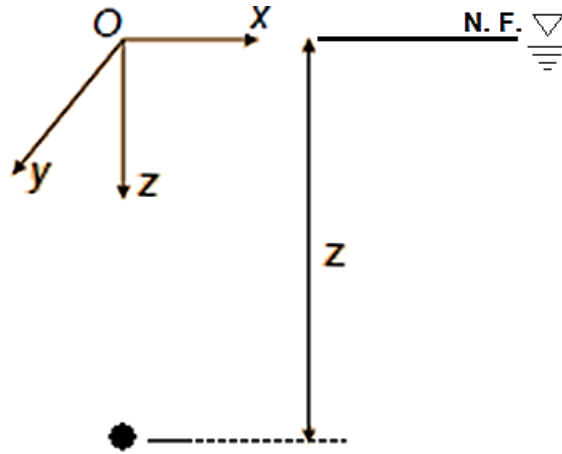


Figura 3.2 Estado de tensão (Matos Fernandes, 2016).

$$\sigma'_v = \gamma * Z \quad (3.1)$$

onde, z é a profundidade do ponto.

Sabendo que a tensão efectiva é igual à tensão total menos a pressão da água nos poros tem-se que:

$$\sigma'_v = \gamma_{sat} * Z - u_0 \quad (3.2)$$

Onde u_0 é a pressão da água nos poros e é calculado pela expressão:

$$u_0 = \gamma_w * Z \quad (3.3)$$

Sabendo ainda, que as tensões horizontais não resultam de considerações gravíticas é necessário introduzir o parâmetro K_0 - coeficiente de impulso em repouso, que não é mais do que a relação entre as duas tensões efectivas:

$$K_0 = \sigma'_{h0} / \sigma'_{v0} \quad (3.4)$$

Assim as tensões horizontais totais e efectivas num estado de repouso são:

$$\sigma'_{h0} = \sigma'_{v0} * K_0 \quad (3.5)$$

$$\sigma_{h0} = \sigma'_{h0} + u_0 \quad (3.6)$$

3.3 História de Tensões – OCR e (vOCR)

A história de tensões a que o solo foi submetido é traduzida pela razão entre a tensão de pré-consolidação ou tensão máxima experimentada σ'_p , e a tensão efectiva vertical, σ'_{v0} . Quando ambas as tensões são iguais, o valor de OCR torna-se igual a 1, e o solo diz-se normalmente consolidado, isto é a máxima carga a que o solo esteve sujeito corresponde à carga actualmente instalada no maciço. Quando, pelo contrário, o valor da tensão máxima instalada é superior à actual tensão efectiva vertical, então o solo é classificado como sobreconsolidado ($OCR > 1$). No caso, de o valor da tensão máxima medida através de ensaios ser inferior à actual tensão efectiva, então o solo encontra-se ainda em consolidação para a tensão *in situ* actualmente instalada (Matos Fernandes, 2016). Num solo sobreconsolidado, verifica-se a existência de dois comportamentos distintos de compressibilidade, um para tensões abaixo da tensão de pré-consolidação (fase de recarga) e outro, muito mais compressível, acima dessa tensão (compressão virgem), conforme evidenciado na figura 3.3.

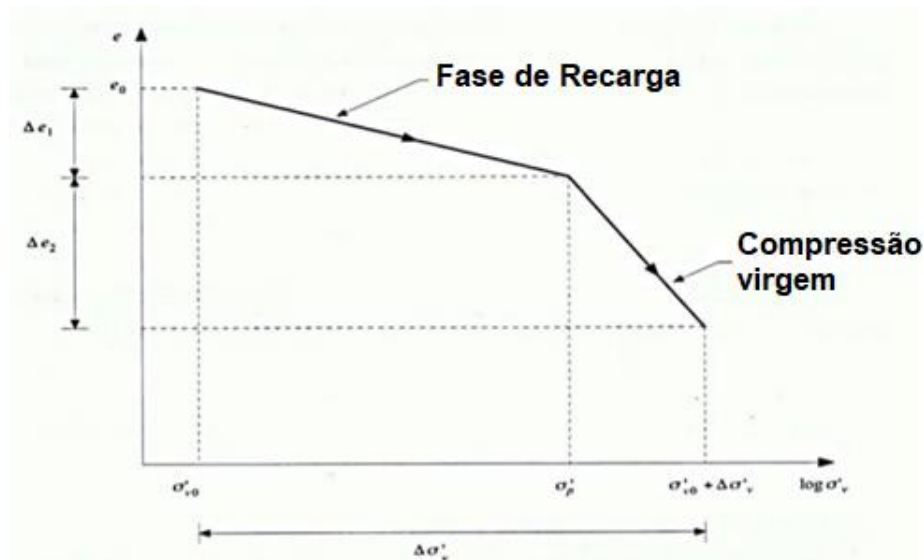


Figura 3.3 - Diferentes comportamentos de um solo sobreconsolidado (Adaptado de Matos Fernandes, 2016).

No caso dos solos residuais o conceito de sobreconsolidação não se aplica, uma vez que os processos de alteração se traduzem numa constante alteração da granulometria e da plasticidade, eliminando a possibilidade de haver uma memória mecânica que traduz a história de tensões. No entanto, uma curva de compressibilidade de um solo residual mostra igualmente um comportamento marcado pela existência de dois tramos com declives essencialmente diferentes. Neste caso, a diferença nos declives está relacionada com a quebra da estrutura de cimentação, isto é, menor compressibilidade até se atingirem tensões que provocam a destruição das ligações cimentícias e maior compressibilidade após se ultrapassar esse nível de tensão. Esta semelhança nas curvas permitiu estabelecer algumas analogias entre os dois comportamentos (Cruz *et al.*, 2006; Cruz, 2010) razão que conduziu à introdução do conceito de OCR virtual (vOCR) que traduz o ponto de quebra referido nos solos residuais (Rodrigues, 2003; Cruz, 2010 entre outros).

3.4 Resistência

A resistência ao corte dos solos é habitualmente traduzida pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb, tanto no contexto da Mecânica dos Solos Clássica (solos sedimentares) como na mecânica associada aos solos residuais. De acordo com

esse critério, a resistência global é traduzida por uma reta no espaço tensão de corte (τ) vs tensão de confinamento (σ_n), em que a interseção da ordenada na origem corresponde às ligações interparticulares (por exemplo ligações cimentícias) e é denominada coesão (c) enquanto o ângulo do declive dessa reta traduz o atrito e é denominado ângulo de resistência ao corte (ϕ). A expressão global apresenta-se em seguida:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.7)$$

No geral o estudo do comportamento mecânico em termos de resistência pode ser dividido em drenado (associado ao longo prazo), e não drenado (associado ao curto prazo). Em comportamentos drenados aplica-se a expressão anterior, mas no caso não drenado aplica-se o critério de Tresca que não é mais do que um caso particular do anterior em que o ângulo de resistência ao corte é nulo.

$$\tau_u = c_u \quad (3.8)$$

em que τ_u representa a resistência não drenada e c_u a coesão não drenada.

3.4.1 Resistência drenada

A resistência drenada está associada a solos granulares e a solos argilosos no longo prazo (após a dissipação dos excessos de pressão neutra provocados pelo carregamento). De acordo com o referido acima, a rotura deste tipo de solos obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb. No caso dos solos sedimentares de natureza granular a ligação entre partículas é nula, fazendo com que a ordenada na origem se encontre no ponto 0,0, isto é, coesão nula (Matos Fernandes, 2016), conforme evidenciado na figura 3.4

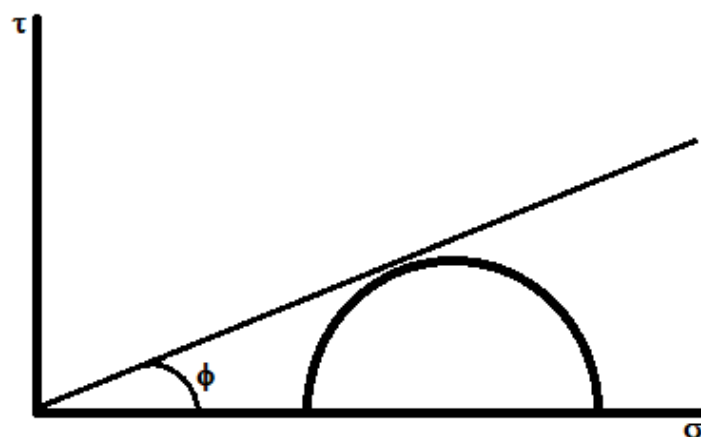


Figura 3.4 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb quando a coesão é nula (Adaptado de Matos Fernandes, 2016).

3.4.2 Resistência não drenada – c_u

A máxima tensão de corte mobilizável no solo quando carregado em condições não drenadas, designa-se por resistência não drenada. Nos solos coesivos, a resistência experimentada a curto prazo é não drenada, pelo que a envolvente de ruptura é paralela ao eixo das abcissas (Fig. 3.5).

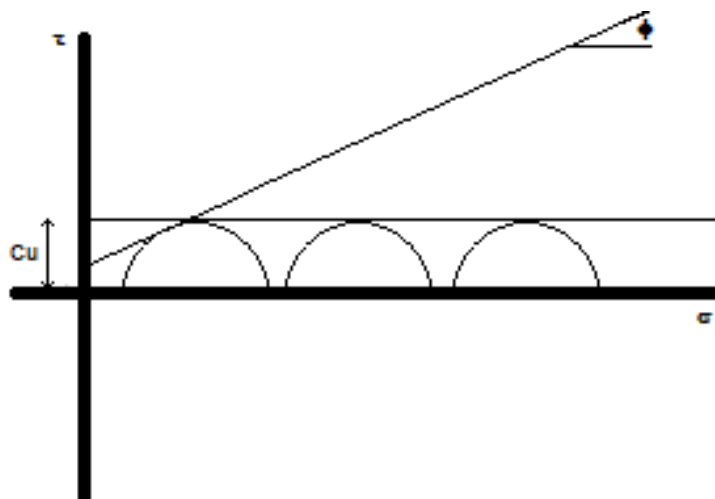


Figura 3.5 – Critério de ruptura de Tresca (Matos Fernandes, 2016).

Tal como se pode observar na figura o crescimento da tensão normal - σ , não acarreta um crescimento da resistência ao corte, apenas faz com que as circunferências se desloquem para a direita, sem aumentar o raio. Nestas condições, a curto prazo, a argila tem um ângulo de atrito nulo e obedece ao

critério de Tresca que enuncia que um material entra em rotura num ponto, quando nesse mesmo ponto a tensão de corte máxima atinge um dado valor, independente da tensão normal (Matos Fernandes, 2016).

3.4.3 Resistência em Solos Residuais

No caso particular dos solos residuais, o seu comportamento é marcado pela presença de uma estrutura de cimentação, que se traduz no desenvolvimento de uma resistência por coesão, isto é, pelo desenvolvimento de um intercepto coesivo no espaço de Mohr-Coulomb. Dado que o intercepto coesivo traduz a força de ligação entre as partículas é possível deduzir que à medida que o grau de alteração aumenta e existe um aumento da porosidade, a força de ligação entre partículas vai sofrer um enfraquecimento. Por esta razão o parâmetro da coesão tende a diminuir, e seguindo uma ordem lógica é possível afirmar que à medida que o grau de alteração aumenta o solo vai ficando cada vez menos resistente.

Cruz (2010), refere que o parâmetro coesivo pode ser influenciado por um conjunto de fatores, que se encontram a seguir apresentados, sendo os mais marcantes as ligações químicas e a cimentação associada à sucção:

- 1- Cimentação devido a ligações químicas;
- 2- Presença de forças eletrostáticas;
- 3- Adesão das partículas de argila à volta de partículas de silte e areia;
- 4- Cimentação desenvolvida pelo envelhecimento e pressão;
- 5- Interação com a matéria orgânica;
- 6- Sucção devido à poropressão negativa, em condições não saturadas.

Por outro lado, neste tipo de materiais, o comportamento na rotura é muito dependente do grau de confinamento. Em estados de confinamento baixos, a presença de uma estrutura de cimentação provoca um pico na curva tensão-deformação (associado à quebra da estrutura de cimentação), seguido de um rápido decréscimo e de uma estabilização (associada à resistência atrítica pós

pico). Em estados de confinamento mais elevados, a quebra das ligações não se traduz numa quebra da resistência, já que a elevada densidade faz com que a componente atrítica não seja inferior à resistência coesiva. A figura 3.6 corresponde aos ensaios triaxiais realizados por Cruz (2010) para baixas e altas tensões de confinamento, 25 e 300 kPa, respetivamente.

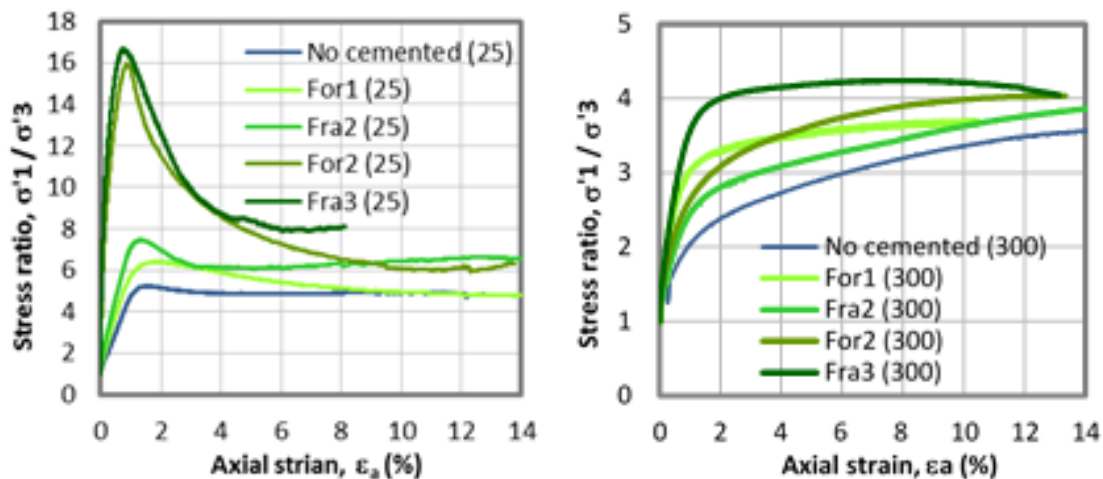


Figura 3.6 – Ensaios Triaxiais em confinamentos baixos e altos (Cruz, 2010).

3.4.4 Influência da Sucção na Resistência ao Corte

A sucção é um fenómeno que ocorre quando o nível da água não se encontra à superfície, criando uma camada superficial acima da linha de água que favorece o potencial de ascensão da água por capilaridade. A espessura da camada não saturada é dependente de vários fatores, entre eles destaca-se o tipo de clima da zona em questão, a proximidade de linhas de água e a topografia.

O fenómeno da sucção pode ser visto como uma força que tenta sugar a água, provocando uma atração das partículas e criando um fenómeno de capilaridade resultando numa ascensão de água (Fig. 3.7). De um modo mais técnico a sucção é a capacidade que os poros possuem para absorver água e depende maioritariamente da mineralogia, densidade e conteúdo em água (Topa Gomes, 2009).

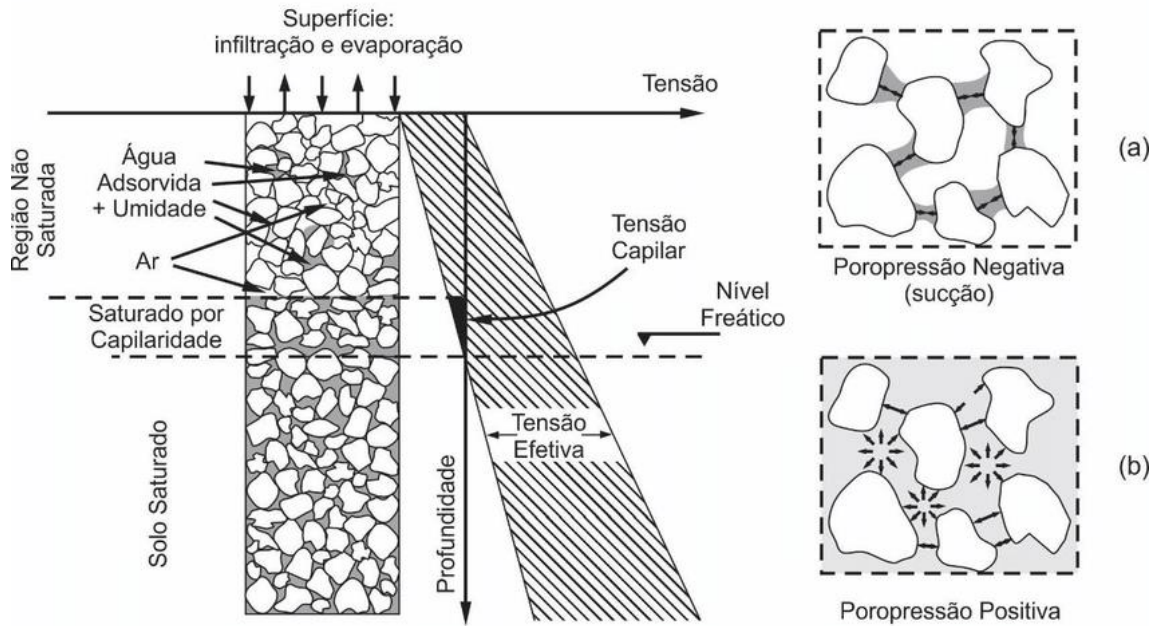


Figura 3.7 – Efeito da sucção no solo (adaptado de Molina Jr, Walter. (2017)).

O efeito da sucção, isto é, poro pressão negativa traduz-se pelo desenvolvimento da parcela coesiva, somando-se a outras contribuições como é o caso da resultante da estrutura de cimentação. No entanto, importa referir que o efeito da sucção é muito volátil, variando rapidamente com as variações do nível de água, podendo conduzir a súbitas quebras de resistência com impactos na resistência global dos maciços quando o nível de água sobe. Em solos residuais, é muito comum o desenvolvimento de zonas não saturadas, pelo que nas fases de caracterização *in situ* a aquisição de informação incorpora esta contribuição na resistência global a qual não deverá ser considerada posteriormente nas fases de dimensionamento, dada a sua variação com o movimento da água. Por esta razão, é importante tentar separar a contribuição da sucção das outras contribuições para a parcela coesiva. Para o efeito, partindo da equação de Mohr-Coulomb, Fredlund *et al.* (1978), propôs a seguinte equação para introduzir o efeito da sucção na avaliação do comportamento do solo:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi^b \quad (3.9)$$

Onde, c' e ϕ são a coesão e o ângulo de atrito, $(\sigma - u_a)$ a tensão líquida, $(u_a - u_w)$ a sucção matricial e ϕ^b o ângulo de variação não linear da sucção (Escario & Juca, 1989).

3.5 Deformabilidade

A deformabilidade de um solo corresponde à relação entre uma tensão aplicada e a deformação ocorrida por ação dessa tensão, sendo dependente das capacidades elásticas do solo e dos níveis de tensão aplicados. Estas relações entre tensão e deformação são habitualmente traduzidas pelos módulos de deformabilidade, sendo os mais frequentes os que em seguida se apresentam.

O módulo de Young – E, também conhecido como módulo de elasticidade, que se traduz a partir da expressão seguinte:

$$E = \sigma / \varepsilon_a \quad (3.10)$$

onde σ é a tensão aplicada e ε_a é a extensão axial sofrida correspondente.

Por seu lado, o coeficiente de Poisson - ν , é definido pela razão entre a extensão tangencial (ε_t) e a extensão axial.

$$\nu = -\varepsilon_t / \varepsilon_a \quad (3.11)$$

A definição de extensão associada às duas expressões corresponde à deformação normalizada relativamente às dimensões iniciais dos provetes levados a ensaio, isto é, a variação de comprimento ou diâmetro dividida pelo comprimento ou diâmetro inicial.

O módulo de deformabilidade confinada - M, corresponde a algo similar ao módulo de Young mas com a particularidade de estar confinado (extensão radial é 0, $\varepsilon_r = 0$), sendo apenas medida a extensão vertical (ε_v).

$$M = \sigma_v / \varepsilon_v \quad (3.12)$$

Por último, o módulo de distorção – G_0 relaciona-se com o comportamento para níveis de deformação muito pequenos. Este módulo, devido à natureza da sua definição, implica capacidade para avaliar comportamentos a muito pequenas deformações, o que se consegue com instrumentação interna de provetes triaxiais ou através de métodos sísmicos, mais concretamente a partir de velocidades de propagação de ondas de corte:

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (3.13)$$

onde ρ é a densidade e V_s a velocidade das ondas de corte (S);

Por outro lado, ao contrário dos solos sedimentares não-estruturados, em que a rigidez ao longo dos processos de corte evolui continuamente até se atingir a cedência, nos solos estruturados, as relações entre tensão e deformação variam de acordo com três patamares fundamentais (Cruz, 2010):

- 1) Da tensão inicial até ao momento em que a estrutura de cimentação começa a ceder (1ª cedência);
- 2) Desde a tensão associada à 1ª cedência até ao momento em que a estrutura de cimentação está globalmente destruída passando o solo a ter o mesmo comportamento que um solo não estruturado (2ª cedência);
- 3) Cedência definitiva do solo, de acordo com o grau de compacidade/confinamento das suas partículas definitivamente estruturalmente desligadas (3ª cedência).

A figura seguinte representa graficamente estes três pontos de cedência, até se atingir a completa destruturação do solo.

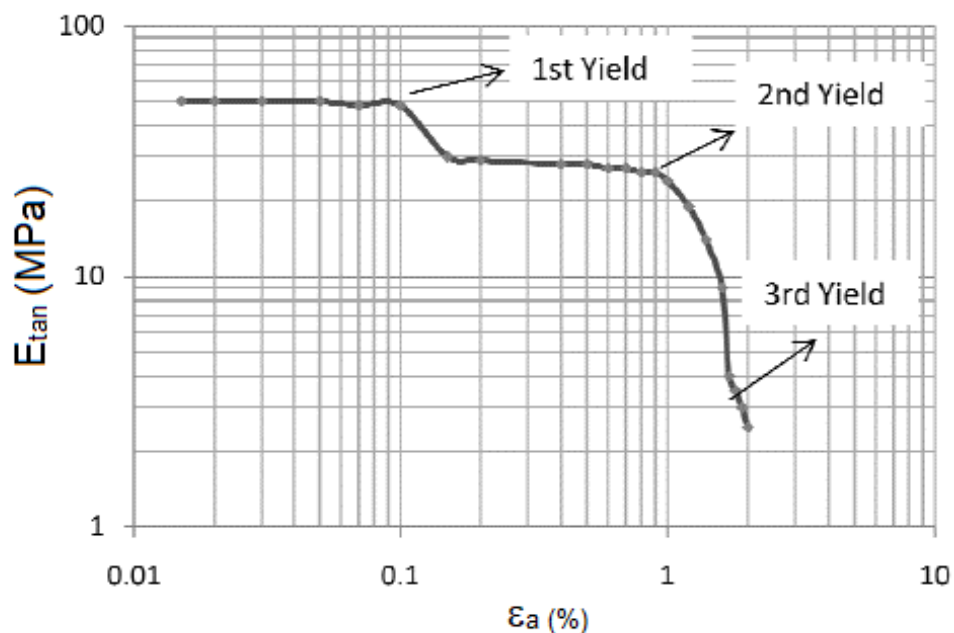


Figura 3.8 - Representação dos três pontos de cedência de um solo residual (adaptado de Cruz, 2010).

Capítulo 4. Dilatómetro de Marchetti - DMT

4. Dilatómetro de Marchetti – DMT

4.1 Descrição do ensaio

O ensaio com Dilatómetro Plano (vulgo ensaio com Dilatómetro de Marchetti), DMT, foi desenvolvido pelo Professor Silvano Marchetti em 1980 e graças à sua simplicidade, rapidez e qualidade de informação obtida em campo, foi rapidamente adotado na caracterização de solos.

O ensaio DMT pode ser visto como uma combinação entre dois ensaios, o ensaio CPT – *Cone Penetration Test* e o ensaio PMT – *Menard Pressuremeter Test*, já que combina o modo de cravação do ensaio CPT com a medição da expansão de uma membrana contra o solo do ensaio PMT. A robustez dos equipamentos de ensaio, combinada com a facilidade de execução e de reparação *in situ* torna-o num bom método para a caracterização dos solos, visto que a mão de obra necessária não requer conhecimento especializado e o ensaio tem capacidade de suportar as exigências e condições do trabalho de campo. Além disso, o paralelismo entre os parâmetros de ensaio e os parâmetros geomecânicos dos maciços terrosos, conduzem a resultados que representam com grande eficiência o comportamento real dos solos ensaiados.

Este ensaio pode ser usado em diversos tipos de solos desde granulares a coesivos, soltos a densos e moles a duros, estando as suas principais limitações associadas a solos com partículas de diâmetros superiores a 6mm (1/10 do diâmetro da membrana de ensaio) e à capacidade de cravação dos equipamentos (a lâmina de ensaio aguenta penetrações equivalentes às de rocha branda). Os solos argilosos podem ser testados desde coesões não drenadas na ordem dos 2 kPa até 1000 kPa (margas) e o campo de registo do módulo de deformabilidade confinado (M) enquadra-se normalmente entre 0.4 a 400 MPa (Marchetti, 1997). Embora uma penetração estática seja ideal, o DMT também pode ser cravado dinamicamente, por exemplo com recurso a equipamentos do ensaio SPT e/ou DPSH. Além disto, a lâmina do DMT foi projetada para induzir a menor perturbação possível no solo durante a cravação, o que lhe confere uma vantagem significativa relativamente aos outros ensaios habitualmente utilizados na caracterização *in situ*, nomeadamente os ensaios CPTu e PMT (Cruz, 2010 & Marchetti, 2001).

4.2 Equipamento

O equipamento de ensaio é composto por uma lâmina sensivelmente plana em aço inox, (fig. 4.1) com uma membrana flexível de 60 mm de diâmetro montada numa das faces, varas de aço (para realizar a penetração no solo), cabos eletro-pneumáticos que correm no interior das varas, uma unidade de controlo que permite efetuar as medições das pressões instaladas ao nível do solo, e uma garrafa de gás comprimido para efetuar a expansão da membrana. Para garantir uma penetração e um registo contínuo de dados todas as varas são previamente preparadas, passando os cabos eletro-pneumáticos pelo seu interior (fig. 4.1). A unidade de controlo (fig. 4.2), à qual ligam todos os cabos do ensaio, está equipada com manómetros de pressão, um emissor de sinal audiovisual e válvulas de ventilação.



Figura 4.1 - Esquema da lâmina DMT e varas de ensaio (adaptado de http://spot.umadesign.com/sites/geocontrole/pt/inovacao/3/dilatometro_de_marchetti.html)



Figura 4.2 - Unidade de controlo e lâmina DMT (<http://www.marchetti-dmt.it/>)

Para a realização do ensaio é ainda necessário um meio de cravação, como uma máquina de sondagens ou um equipamento de cravação de ensaios estáticos. Na figura 4.3 apresentam-se alguns exemplos deste tipo de equipamentos.

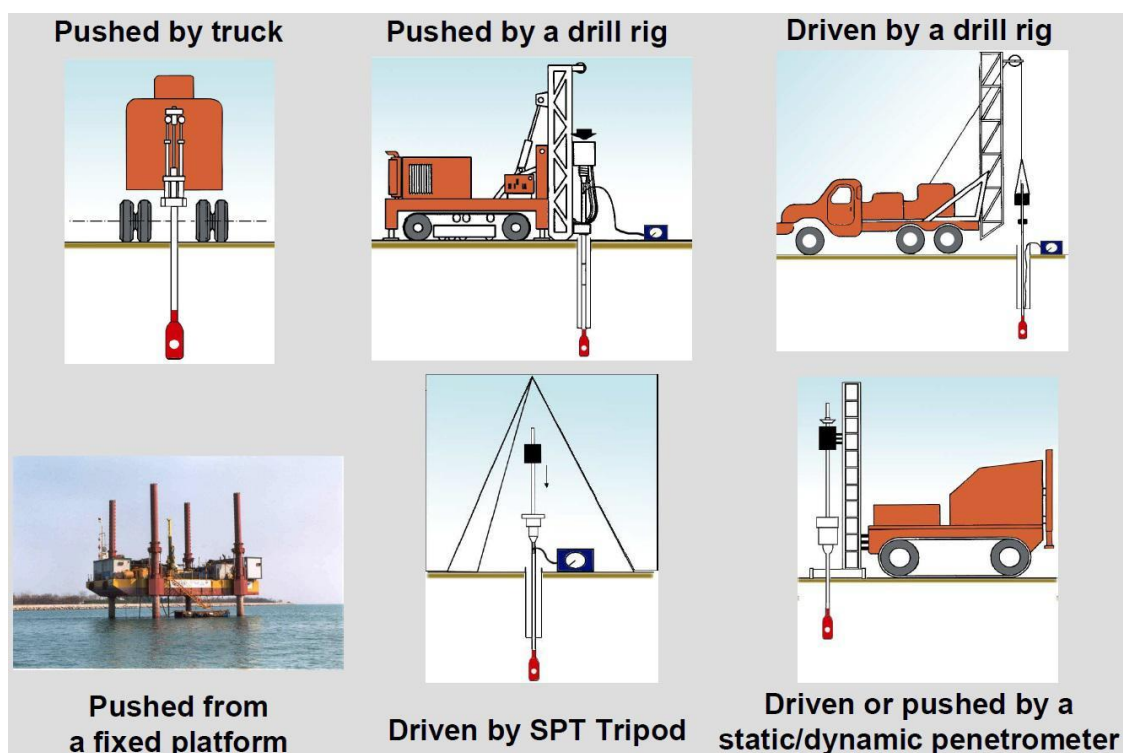


Figura 4.3 - Diferentes meios de cravação do DMT (<https://www.smig.org.mx>).

4.3 Modo de Execução

O ensaio consiste na cravação da lâmina DMT a uma velocidade compreendida entre 2 a 4 cm/s (preferencialmente 2 cm/s), interrompendo a penetração a cada 20 cm para realizar a medição das seguintes leituras (Marchetti, 1980):

- A- Designada de pressão de *Lift-off*, que é a pressão necessária para que a membrana comece a pressionar o solo (até esse momento o solo pressiona a membrana), nomeadamente 0,05 mm.
- B- A leitura B é a pressão necessária para que o centro da membrana se expanda 1.1 mm contra o solo.
- C- A leitura C corresponde à pressão existente na descarga correspondente ao nível de expansão associada à leitura A; dada a rapidez de execução destas leituras, o solo não tem tempo de recuperação para a posição inicial, pelo que esta leitura está fundamentalmente associada à pressão de água nos poros (figura 4.4).

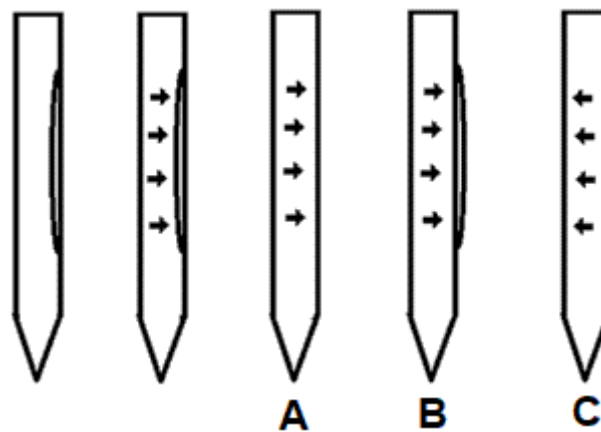


Figura 4.4 – Esquema das diferentes fases de leitura.

Tal como se pode ver na figura 4.5 a lâmina é composta por uma membrana metálica, um sensor, um cilindro metálico com mola, um cilindro de acrílico, isolamento e fio condutor.

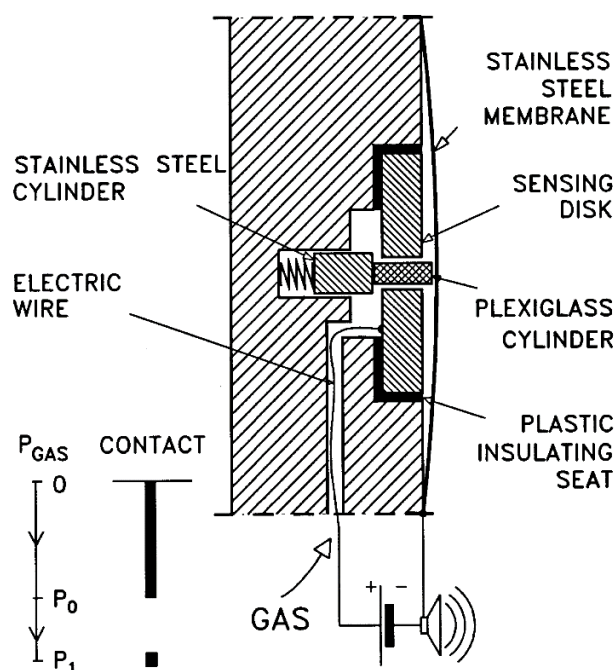


Figura 4.5 - Esquema indicativo da composição da lâmina (Marchetti, 2001).

Durante o ensaio a lâmina funciona como um condutor, sendo que sempre que entra em contacto com o cilindro ou com a membrana um sinal sonoro é ativado na unidade de controlo, resultando numa medição. Com efeito, no início do ensaio, a membrana encontra-se encostada ao sensor pela pressão criada pelo confinamento do solo em seu redor, o que se traduz na ocorrência de um sinal sonoro. Quando se inicia a expansão da membrana contra o solo, a um dado momento o contacto entre a membrana e o disco sensor é quebrado, interrompendo-se o sinal sonoro. Esta posição corresponde à primeira leitura – Leitura A, à qual está associada uma pequeníssima expansão da membrana (0,05 mm). À medida que a expansão da membrana aumenta, o cilindro metálico posicionado por trás do cilindro plástico (não condutor) vai-se aproximando do disco sensor, até os dois ficarem em contacto. Nesse momento o sinal sonoro volta a ativar-se correspondendo ao momento de obtenção da Leitura B, a qual está associada a uma expansão do centro da membrana de 1,1 mm. Após atingida esta posição, a expansão é interrompida e passa-se a uma fase de descarga lenta. Nesta fase, o sinal sonoro volta a desativar-se quando a pressão cai para valores inferiores à leitura B e permanece inativa até atingir uma posição equivalente à

leitura A (correspondente a 0,05 mm), altura em que o circuito fecha novamente e o sinal sonoro é reativado. Esse momento corresponde à obtenção da Leitura C. (Marchetti, 2001)

Para que estas leituras correspondam a pressões resultantes dos solos, é necessário corrigir as mesmas do efeito da rigidez da membrana. Assim, antes do início do ensaio, com a lâmina do dilatómetro à superfície e com a membrana em expansão livre, determinam-se duas constantes ΔA e ΔB correspondentes ao deslocamento do centro da membrana no vazio (pressão atmosférica) de 0.05 e 1.1 mm, respetivamente. No fim do ensaio repetem-se as medições a fim de verificar o bom estado da membrana, validando as leituras efetuadas. Caso a diferença seja superior a 0.25 bar, o ensaio “passa”, caso contrário, o ensaio terá de ser repetido. (Eurocódigo 7).

4.4 Perturbação na fase de penetração

A introdução de qualquer tipo de dispositivo no solo provoca um deslocamento das partículas, e consequentemente induz a alteração do campo de tensões, na sua vizinhança. A magnitude destas deformações é razão direta da geometria do equipamento de penetração e deve ser tida em consideração quando da determinação dos vários parâmetros geotécnicos (Mateus, 2008).

A figura 4.6 corresponde a uma imagem exemplificativa da avaliação numérica desenvolvida por Baligh & Scott (1975), na qual se ilustram as diferentes perturbações provocadas pela cravação de instrumentos do tipo cone ou tipo lâmina. Nesta imagem é possível observar através da rede, que a perturbação feita por um cone é maior do que a penetração de uma lâmina. A figura ilustra bem as vantagens de utilização de instrumentos tipo lâmina. Note-se como a localização da membrana se situa na zona de perturbação mais reduzida.

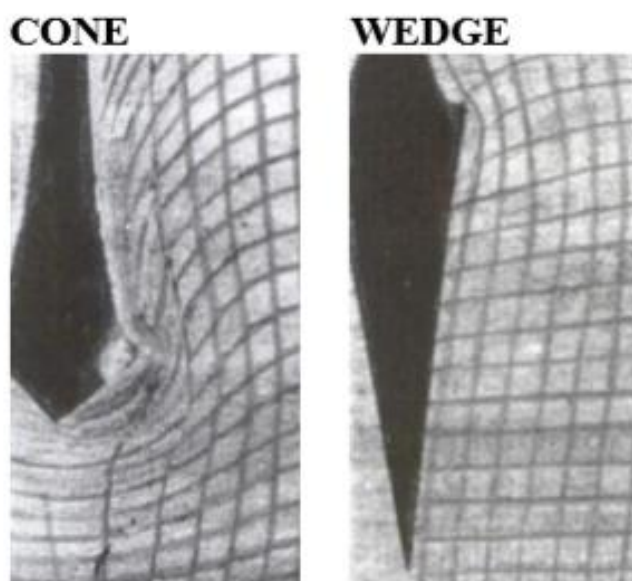


Figura 4.6 - Deformação Lâmina vs Cone (Baligh & Scott, (1975)).

4.5 Parâmetros do ensaio

4.5.1 Parâmetros básicos

As leituras A, B e C obtidas durante o ensaio são corrigidas tendo em conta a rigidez da membrana, obtendo-se assim as seguintes pressões (Marchetti, 2001):

$$P_0 = 1.05 (A - ZM + \Delta A) - 0.05 (B - ZM - \Delta B) \quad (4.1)$$

$$P_1 = B - ZM - \Delta B \quad (4.2)$$

$$P_2 = C - \Delta A \quad (4.3)$$

onde,

ΔA , ΔB - correções da calibração da membrana;

ZM - leitura do manómetro quando a lâmina está sem confinamento do terreno, nos equipamentos modernos este valor corresponde sempre a zero.

A partir das pressões fundamentais corrigidas, podem ser deduzidos os quatro parâmetros intermédios do ensaio DMT, I_D - índice do material, E_D - módulo dilatométrico, K_D - índice de tensão horizontal e U_D - índice de pressão intersticial, os quais são preferencialmente utilizados na dedução dos parâmetros geotécnicos.

4.5.2 Parâmetros intermédios

Índice do material - I_D

O índice do material está relacionado com o tipo de solo.

Marchetti (1980) ao observar que as pressões fundamentais P_0 e P_1 tinham valores próximos em solos argilosos e valores mais afastados em solos arenosos, concluiu que a diferença entre elas está relacionada com o tipo de material. Assim, normalizando as pressões em função da pressão efetiva inicial ($P_0 - u_0$), o autor do parâmetro definiu o Índice de Material - I_D através da seguinte expressão:

$$I_D = (P_1 - P_0) / (P_0 - u_0) \quad (4.4)$$

onde u_0 é a pressão intersticial;

Um dos aspetos mais importantes deste parâmetro é que este não reflete um valor granulométrico, mas sim uma aferição das suas características granulométricas através da análise do comportamento mecânico do solo. De forma simples pode-se dizer que o parâmetro I_D é um “medidor da influência de finos”, que avalia o comportamento dominante, particularmente importante nos solos de granulometria mista, largamente frequentes na natureza. Além disso, em conjunto com o índice de pressão intersticial U_D , este parâmetro permite conhecer as condições de drenagem que se verificavam na altura da medição, importantes na avaliação da resistência. Na prática, este índice traduz de forma contínua a influência dos finos no comportamento mecânico. Como se pode imaginar obter um valor numérico atribuído a um tipo de solo é de uma utilidade excecional, sob o ponto de vista matemático, uma vez que torna possível a tradução de uma variável habitualmente qualitativa numa forma quantitativa (Cruz, 2010).

Finalmente, de acordo com estudos realizados por Cruz (1995, 2010) a correlação original proposta por Marchetti demonstra claramente uma boa representação do ambiente geológico português.

Módulo dilatométrico – E_D

O módulo dilatométrico do DMT é um parâmetro que está relacionado com o módulo do solo e conseqüentemente com a sua rigidez. No geral, os módulos mais usados são o módulo de deformabilidade confinado M , o módulo de Young drenado e não drenado (E' e E_u) e o módulo distorcional G_0 sendo o último associado a solicitações dinâmicas de baixa energia. (Cruz, 2010)

A rigidez de um solo é a relação entre a aplicação de uma tensão e da sua conseqüente deformação, sendo necessária a avaliação de ambas para se obterem valores fidedignos. O ensaio DMT garante esta necessidade através da definição das tensões para valores concretos de deformação, isto é, cada pressão de ensaio expressa o valor da pressão necessária para obter um determinado deslocamento.

Com base na Teoria da Elasticidade, o módulo dilatométrico pode ser expresso, considerando que a expansão da membrana contra o solo adjacente pode ser associada ao carregamento de uma área circular flexível de um semi espaço elástico. Conseqüentemente, o movimento do centro para o exterior da membrana sob uma pressão normal Δp pode ser calculado através da expressão (Gravesen, 1960):

$$s_0 = (2 D \Delta p / \pi) * (1 - \nu^2) / E \quad (4.5)$$

onde s_0 é a diferença de deslocamento associado às pressões P_0 e P_1 (1.05 mm) na direção normal ao plano da membrana, D é o diâmetro da membrana (60 mm), Δp é o diferencial de pressões, ν é o coeficiente de Poisson e E o módulo de Young.

Ao resolver a equação anterior para o caso DMT obtém-se:

$$E_D = E / (1 - \nu^2) = 34.7 \Delta p \quad (4.6)$$

Estes dois parâmetros apresentados (I_D e E_D) permitem, tal como se irá ver no ponto 4.5.3, determinar o peso volúmico do solo, algo muito importante neste ensaio, já que a determinação do K_D é dependente do peso volúmico. Adicionalmente como o K_D permite a determinação de diversos parâmetros geotécnicos, o peso volúmico desempenha um papel importante (embora indiretamente), na determinação dos mesmos.

Índice de tensão horizontal - K_D

Este parâmetro desempenha um papel muito importante neste ensaio, já que é a partir do K_D que se determinam uma série de outros parâmetros geotécnicos.

O índice de tensão horizontal desenvolvido por Marchetti (1980), foi definido para ser correlacionável ao coeficiente de impulso em repouso – K_0 , e é determinado a partir de uma das pressões fundamentais (P_0), normalizada pela tensão vertical efetiva *in situ* tal como se pode ver na seguinte expressão:

$$K_D = (P_0 - u_0) / \sigma'_{v0} \quad (4.7)$$

onde, σ'_{v0} representa a tensão efetiva vertical e u_0 a pressão intersticial na profundidade medida.

Marchetti (1980) considerou que este parâmetro não é apenas influenciado pela tensão efetiva horizontal em repouso - σ'_{h0} , e que depende também dos seguintes fatores:

- Cimentação e envelhecimento;
- Densidade relativa, nos solos arenosos;
- Vibração, nos solos arenosos;
- Ciclos de tensões, a que o solo foi sujeito;
- Sobreconsolidação natural, resultante da remoção dos materiais superficiais.

Tendo isto em conta, K_D pode ser considerado como um K_0 amplificado pelos efeitos de penetração, com o valor de 2 a representar depósitos normalmente consolidados sem envelhecimento ou qualquer estrutura cimentada (Marchetti, 1980). Por outro lado, a forma do perfil típico de K_D é muito similar, com a do perfil OCR, fornecendo informação em relação à história de tensões (Marchetti, 1980; Jamiolkowski, 1988) e à presença de estruturas de cimentação (Cruz, 2010).

Índice de pressão intersticial - U_D

Este índice definido por Lutenegeger & Kabir (1988) é obtido através da relação existente entre duas das pressões fundamentais P_0 e P_2 .

Embora a pressão intersticial não seja medida diretamente, a pressão P_2 pode ser usada para estimar a pressão intersticial (nas areias). A pressão P_2 está relacionada com a pressão intersticial na medida em que, quando a membrana expande, esta provoca uma deformação no solo envolvente até atingir a pressão P_1 . Na descarga, a água recupera rapidamente enquanto o solo demora mais tempo, pelo que a pressão sobre a membrana na descarga corresponde àquela provocada pela água. No caso dos solos argilosos, os valores de P_2 traduzem o excesso de pressão neutra gerado pela penetração da lâmina (Cruz, 2010). Posto isto, o cálculo deste parâmetro pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$U_D = (P_2 - u_0) / (P_0 - u_0) \quad (4.8)$$

O valor do parâmetro quando próximo de 1, traduz uma condição drenada, crescendo o parâmetro com a redução da permeabilidade do solo.

4.6 Correlações com parâmetros geotécnicos

Tipo de solo

Tendo em conta a expressão definida anteriormente e com base em comparações de situações reais, Marchetti (1980) definiu um conjunto de intervalos que indexou a tipos coerentes de solos, tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Relação entre valores de I_D e tipos de solo (Marchetti, 1980).

$I_D > 3.30$	Areia
$1.80 < I_D < 3.30$	Silte arenoso
$1.20 < I_D < 1.80$	Areia siltosa
$0.90 < I_D < 1.20$	Silte
$0.60 < I_D < 0.90$	Argila siltosa
$0.35 < I_D < 0.60$	Silte argilosa
$0.10 < I_D < 0.35$	Argila
$I_D < 0.10$	Turfas e outros solos sensíveis

Peso volúmico - γ

O peso volúmico é um parâmetro fundamental deste ensaio visto ser necessário para a determinação do parâmetro K_D e, por consequência, de todos aqueles que dele derivam (praticamente todos os parâmetros geotécnicos que se podem deduzir a partir do ensaio).

Para determinar o peso volúmico com recurso ao ensaio DMT, Marchetti & Crapps (1981) desenvolveram uma carta (Fig. 4.7) onde combinaram os parâmetros I_D e E_D . Esta carta ao combinar parâmetros de rigidez - E_D com o tipo de solo - I_D , revela grande potencial para a representação do índice de vazios e consequentemente, o peso volúmico.

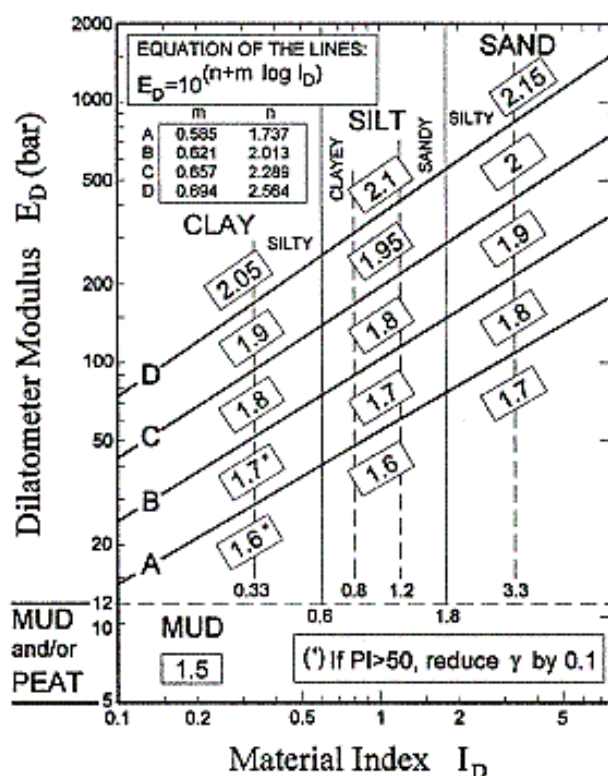
SOIL DESCRIPTION and estimated γ/γ_w 

Figura 4.7 - Carta para estimar o peso volúmico (Marchetti e Crapps, (1981)).

No contexto português (Cruz, 2010), as comparações realizadas a partir de amostras de laboratório não perturbadas (sedimentares e residuais), revelaram variações muito pequenas (máximo de ± 2 kN/m³, maioritariamente inferior à unidade) confirmando a aplicação nos solos portugueses.

Coeficiente de impulso em repouso – K_0

O K_0 , tal como referido no capítulo 2, traduz a razão entre as tensões efetivas horizontais e verticais em repouso, constituindo um meio para obter estimativas das tensões horizontais, cuja determinação é muito mais complexa do que a das tensões verticais. Marchetti (1980) propôs as seguintes correlações:

Para solos de natureza argilosa não cimentados,

$$K_0 = (K_D/1.5)^{0.47-0.6} \quad (4.9)$$

Onde as seguintes condições têm de ser verificadas para que a expressão seja válida:

- K_D é maior que 0.3;
- I_D menor que 1.2

Posteriormente à expressão proposta por Marchetti (1980), vários autores propuseram pequenas modificações à mesma, nomeadamente Powell & Uglow (1988) e Lacasse *et al.* (1988).

Os primeiros adaptaram a expressão tendo em conta a idade dos depósitos.

- Para argilas recentes (idade inferior a 60000 anos) - $K_0 = 0.34 K_D^{0.55}$ (4.10)

Os segundos autores propuseram uma abordagem um pouco diferente, baseando-se na razão c_u/σ'_{v0} .

- Se $c_u/\sigma'_{v0} \leq 0.8$ – $K_0 = 0.34 K_D^{0.54}$ (4.11)

- Se $c_u/\sigma'_{v0} > 0.8$ – $K_0 = 0.68 K_D^{0.54}$ (4.12)

Contudo Marchetti (2001) refere que a correlação inicial produz uma estimativa satisfatória tendo em conta a dificuldade de determinação do parâmetro. A aplicação destas expressões em solos com estrutura de cimentação conduz a sobreavaliações do parâmetro.

Solos de natureza arenosa

A correlação original proposta por Marchetti para argilas, não pode ser aplicada do mesmo modo, visto que a correlação K_0 - K_D para solos arenosos é dependente do ângulo de atrito ou da densidade relativa (Schmertmann, 1983).

Schmertmann (1983), baseando-se em ensaios em câmaras de calibração (CC), propôs um novo método para avaliar o K_0 , descrito através da seguinte expressão:

$$K_0 = (40 + 23K_D - 86K_D (1 - \sin\phi'_{ax}) + 152(1 - \sin\phi'_{ax}) - 717 (1 - \sin\phi'_{ax})^2 / 192 - 717 (1 - \sin\phi'_{ax})) \quad (4.13)$$

Onde ϕ'_{ax} é o ângulo de atrito para condições de simetria axial;

É de notar que, para que a expressão consiga ser resolvida o ângulo de atrito, precisa de ser conhecido, algo que muitas vezes não acontece. Tendo isto em conta o autor sugere o uso do ensaio CPT para obter mais parâmetros, nomeadamente a resistência de ponta, q_c , onde através das teorias de Durgunoglu & Mitchell (1975) é possível obter uma relação entre K_0 e ϕ (Fig. 4.8).

Após isto é realizado um procedimento iterativo, conhecido como Método Iterativo de Schemertmann, 1983, descrito de forma sucinta de seguida:

- Determinação do K_D e do Q_c ;
- Assumir um valor provisório de ϕ ;
- Inserir os valores na equação $K_D = f_1(K_0, \phi)$, obtendo-se assim o valor de K_0 ;
- Inserir os valores de Q_c e K_0 na equação de Durgunoglu & Mitchell (1975) $Q_c = f_2(K_0, \phi)$, obtendo-se assim o valor de ϕ ;
- Este método é realizado interactivamente até que o valor provisório e o valor obtido coincidam na mesma ordem de valores.

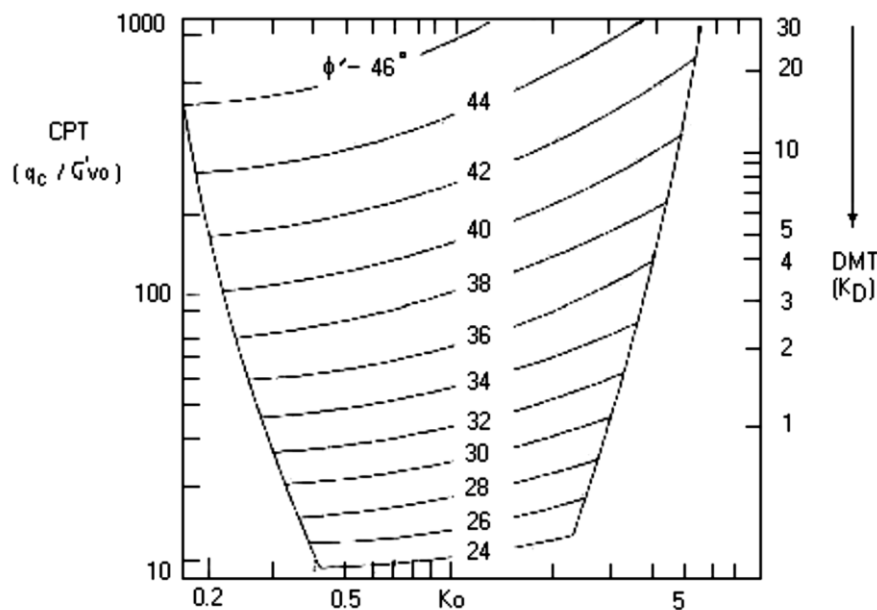


Figura 4.8 – Gráfico para o cálculo do ϕ (Marchetti, 1980).

Grau de sobreconsolidação – OCR

O grau de sobreconsolidação é definido como a relação entre a tensão efetiva máxima instalada no solo ao longo da sua história (tensão de pré-consolidação) e a tensão efetiva no presente. Nestes termos, caso a relação seja igual a 1 o solo é normalmente consolidado e caso seja maior que 1 o solo é sobreconsolidado.

Inicialmente Marchetti (1980), definiu uma expressão que relacionava o OCR com o K_D obtido dos ensaios DMT em argilas:

$$\text{OCR} = (0.5 K_D)^{1.56} \quad (4.14)$$

Esta expressão, tal como no K_0 , apenas se aplica a solos cujo I_D é menor que 1.2, não cimentados e não afetados pelo envelhecimento ou endurecimento tixotrópico, já que qualquer um destes fatores iria sobrestimar o grau de sobreconsolidação.

Partindo da expressão apresentada anteriormente, Marchetti & Crapps (1981) definiram uma correlação para cobrir todos os tipos de solos:

- Para $I_D \leq 1.2$

$$\text{OCR} = (0.5 K_D)^{1.56} \quad (4.15)$$

- Para $I_D \geq 2.0$

$$\text{OCR} = (0.67 K_D)^{1.91} \quad (4.16)$$

- Para $1.2 < I_D < 2.0$

$$\text{OCR} = ((0.5 + 0.17((I_D - 1.2)/0.8)) K_D)^{1.56 + 0.35 \times ((I_D - 1.2)/0.8)} \quad (4.17)$$

Seguindo a mesma abordagem usada no K_0 , Powell & Uglow, 1988, sugeriram a subdivisão do OCR de acordo com a idade dos depósitos, obtendo-se assim:

- Para argilas recentes:

$$\text{OCR} = 0.24 K_D^{1.32} \quad (4.18)$$

Lacasse *et al.* (1988), sugeriu uma abordagem similar baseando-se na razão da coesão não drenada:

$$\text{OCR} = 0.34 K_D^{0.54}, \text{ se } c_u/\sigma'_v \leq 0.8 \quad (4.19)$$

$$\text{OCR} = 0.68 K_D^{0.54}, \text{ se } c_u/\sigma'_v > 0.8 \quad (4.20)$$

Coesão não drenada – c_u

A resistência não drenada é a máxima tensão de corte mobilizável no solo quando carregado em condições não drenadas.

A questão da resistência em condições não drenadas é particularmente relevante para as argilas pelo facto de estes solos serem muito pouco permeáveis e ser necessário efetuar análise de estabilidade quando os excessos de pressão neutra gerados pelo carregamento ainda estão em grande parte por dissipar.

Baseando-se nos trabalhos de Ladd's (1977) e Mesri (1975), Marchetti desenvolveu uma correlação para este parâmetro, relacionada com o OCR.

Quando uma estimativa do OCR é obtida, é usada a expressão de Ladd (1977):

$$(c_u/\sigma_v)_{OC} = (c_u/\sigma_v)_{NC} \text{OCR}^m \quad (4.21)$$

Onde m , é um valor médio de 0.8 proposto por Ladd, (1977).

Mesri (1975) por seu lado propôs que a razão $(c_u/\sigma_v)_{NC}$ era igual a 0.22, conseguindo-se assim a expressão proposta por Marchetti:

$$c_u/\sigma'_v = 0.22 (0.5 K_D)^{1.25} \quad (4.22)$$

Comparando os resultados obtidos pela expressão com os resultados dos ensaios FVT - Molinete e compressão triaxial (Fig. 4.9), Marchetti (1980) observou uma ligeira tendência para o DMT produzir valores conservadores. Tendo isto em conta, Lacasse & Lunne (1988), estabeleceram relações entre K_D e c_u adaptando a correlação proposta por Marchetti para os ensaios de referência:

$$c_u/\sigma'_v = 0.17 \text{ a } 0.21 (0.5 K_D)^{1.25} \text{ para o FVT;} \quad (4.23)$$

$$c_u/\sigma'_v = 0.20 (0.5 K_D)^{1.25} \text{ para o ensaio triaxial;} \quad (4.24)$$

$$c_u/\sigma'_v = 0.14 (0.5 K_D)^{1.25} \text{ para o ensaio de corte direto.} \quad (4.25)$$

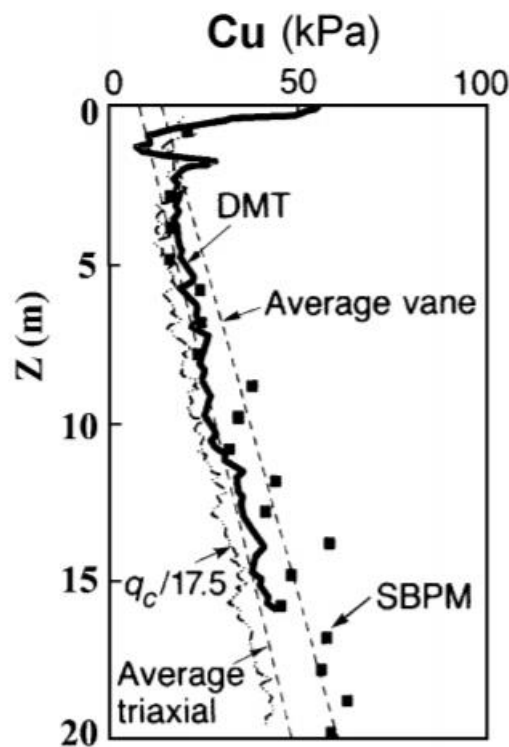


Figura 4.9 – Comparação dos resultados de c_u em diversos ensaios (Marchetti, 1980).

Mais tarde, Roque (1988) baseando-se nos ensaios de compressão triaxial em argilas propôs ainda uma abordagem diferente, apoiando-se apenas em teorias de capacidade de carga e usando uma forma de cálculo similar à aplicada aos ensaios CPTu:

$$c_u = (P_1 - \sigma_{h0}) / N_c \quad (4.26)$$

onde o σ_{h0} representa a tensão total horizontal calculada a partir do K_0 obtido do DMT, e N_c é um coeficiente que depende da fragilidade do solo (5 para argilas duras e siltes, 7 para argilas médias e 9 para argilas plásticas).

Ângulo de atrito - ϕ

Este parâmetro é um pouco complexo de ser determinado, e por isso existem duas metodologias.

A primeira foi proposta por Schemertmann (1983), e permite não só calcular o ângulo de atrito, mas também o K_0 como foi descrito anteriormente. Então, baseando-se nas teorias de Durgunoglu & Mitchell (1975), o autor apresentou a seguinte expressão:

$$\tan (\phi_{ps}/2) = [F - (\pi/4)D^2u_01.019 - (S+\pi d^2/4 - Bt d) q_f+W (Z+2)]/F_H \quad (4.27)$$

onde,

$$F_H = P_0 - u_0\alpha \quad 1.019 \quad (\alpha = 355) \quad (4.28)$$

$$q_f = \gamma_{avg} * B N\gamma_q / 10 \quad (4.29)$$

$$N\gamma_q = A B (C + D E F - G H + G_I) - J \quad (4.30)$$

$$A = \cos (\psi-\delta) / \cos \delta \quad (4.31)$$

$$B = (1 + \sin \phi_{ps} \sin (2\gamma-\phi_{ps}) / \cos \phi_{ps} \cos (\gamma-\phi_{ps})) \quad (4.32)$$

$$C = [\cos^2 (\gamma-\phi_{ps}) I\theta / 4 \cos^2 \psi \cos^2 \phi_{ps}] \quad (4.33)$$

$$D = [3 \cos (\gamma-\phi_{ps}) / 4 \cos \psi \cos \phi_{ps}] \quad (4.34)$$

$$E = e^{2\theta_0 \tan \phi_{ps}} \quad (4.35)$$

$$F = (m - 0,66 m') \quad (4.36)$$

$$G = K[\cos \psi \cos \phi_{ps} / \cos (\gamma-\phi_{ps})] \quad (4.37)$$

$$H = (m - m')^2 (m + 2m') \quad (4.38)$$

$$I = m^3 \quad (4.39)$$

$$J = \tan(\psi) / 4 \quad (4.40)$$

$$m = D / B \quad (4.41)$$

$$m' = \sin \beta \cos (\gamma - \phi_{ps}) * e^{\theta_0 \tan \phi_{ps} / 2 \cos \psi \cos \phi_{ps}} \quad (4.42)$$

$$\tan \gamma = (\sin \phi_{ps} + \sqrt{1+2\cos \phi_{ps}}) / (2 + \cos \phi_{ps}) \quad (4.43)$$

$$\psi = 90 - \alpha \quad (4.44)$$

$$\theta_0 = 180 - (\psi + \gamma) + \beta \quad (4.45)$$

$$I\theta = \{3 \tan \phi_{ps} [e^{3 \tan \phi_{ps} \cos \beta - \cos(\theta - \beta)}] + [e^{3 \tan \phi_{ps} \sin \beta + \sin(\theta - \beta)}]\} / 1 + 9 \tan^2 \phi_{ps} \quad (4.46)$$

Onde ϕ_{ps} é o ângulo de atrito em condições de cisalhamento, F representa a força de penetração em Kg, D o diâmetro da vara em cm, u_0 a pressão intersticial antes da penetração da lâmina (Kg/cm^2), P_0 é um dos parâmetros básicos do DMT, S a secção da membrana do DMT (cm^2), d o diâmetro do redutor de fricção em cm, B_t a espessura da lâmina, q_f o fator da capacidade de carga de acordo com Durgunoglu e Mitchell (Kg/cm^2), W o peso da vara (Kg), Z a profundidade do ensaio (m), F_H a força horizontal (normal à lâmina), γ_{avg} o peso volúmico médio acima da profundidade medida, N_{yq} o fator de capacidade de carga, ψ o ângulo da lâmina, α a metade do ângulo da lâmina, β o ângulo que a tangente à superfície de corte faz com a vertical (assumindo $= \phi_{ps}$), γ o ângulo de corte do plano (assumido $= \phi_{ps}/2$), δ o atrito solo/dilatômetro (assumido $\phi_{ps}/2$), m a relação profundidade/espessura da lâmina, θ_0 o logaritmo do ângulo de corte do plano e K o coeficiente de impulso em repouso.

Para resolver o sistema, Schmertmann (1983) resume o método de cálculo nos seguintes passos:

- Estimar ϕ'_{ps} ;
- Avaliar K_0 de acordo com o que foi visto anteriormente;
- Calcular ϕ_{ps} ;
- Realizar interações até que a diferença entre os ângulos seja inferior a 1.

O ângulo drenado determinado em condições de deformação plana pode ser transformado em ângulo de atrito, em condições de simetria axial do seguinte modo:

$$\phi'_{ps} < 32 \quad \phi'_{ax} = \phi'_{ps} \quad (4.47)$$

$$\phi'_{ps} > 32 \quad \phi'_{ax} = \phi'_{ps} - [(\phi'_{ps} - 32) / 3] \quad (4.48)$$

Metodologia 2 - Abordagem pelo limite inferior (Marchetti, 1997)

Esta metodologia tem como objetivo basear-se apenas no parâmetro K_D , obtido pelo ensaio DMT, desprezando assim a necessidade do uso do ensaio CPT (Fig. 4.10 e equação 4.49). Por esta abordagem Marchetti refere que embora este não seja um valor tão preciso, é um valor seguro e de mais fácil aplicação (Marchetti, 1997). Mayne (2001) propõe uma abordagem idêntica baseada no mesmo parâmetro DMT (equação 4.50).

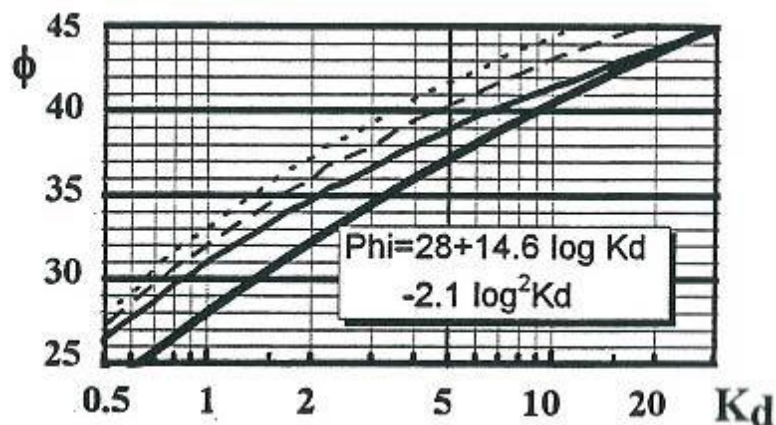


Figura 4.10 – Gráfico para a determinação do ϕ (Marchetti, 1997).

$$\phi' = 28^\circ + 14.6 \log K_D - 2.1 \log^2 K_D \quad (4.49)$$

$$\phi' = 20^\circ + (1)/(0.04 + (0.06/K_D)) \quad (4.50)$$

Módulo de deformabilidade confinado – M_{DMT}

Marchetti (1980) introduziu um fator corretivo R_M ao parâmetro E_D com o objetivo de o transformar no módulo de deformabilidade confinado, justificando a sua aplicação com as seguintes razões:

- a) E_D é determinado num solo perturbado pela cravação;
- b) A direção de carregamento é horizontal enquanto que o módulo de deformabilidade M é vertical;
- c) Deve ser considerada a história de tensões de cada tipo de solo;

- d) Nas argilas E_D é considerado a partir de uma expansão não drenada, enquanto que M_{DMT} é um módulo drenado; a relação M_{DMT}/E_D , é uma função complexa que depende de vários parâmetros, tal como a pressão intersticial, anisotropia, tipo de solo, história de tensões e pode ser representado de alguma forma por I_D e K_D .

Então E_D relaciona-se com o M da seguinte forma:

$$M_{DMT} = R_M E_D \quad (4.51)$$

Onde o R_M varia com o I_D e é função do K_D , parâmetro este que está relacionado com o histórico de tensões.

$$R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D \text{ para } I_D \leq 0.6 \quad (4.52)$$

$$R_M = R_{M0} + (2.5 - R_{M0}) \log K_D \text{ para } 0.6 < I_D < 3.0 \quad (4.53)$$

$$R_M = 0.5 + 2 \log K_D, \text{ para } I_D \geq 3.0 \quad (4.54)$$

$$R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D, \text{ quando } K_D \geq 10 \quad (4.55)$$

$$R_{M0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6) \quad (4.56)$$

Se $R_M < 0.85$; $R_M = 0.85$

Módulo distorcional – G_0

O modo mais eficiente de avaliar este parâmetro é sem dúvida alguma através da velocidade das ondas de corte, V_s , através da equação seguinte.

$$G_0 = \rho v_s^2 \quad (4.57)$$

em que ρ representa a densidade do material e v_s a velocidade de propagação das ondas de corte.

Assim, quando módulos de aquisição dos tempos de chegada das ondas sísmicas estão disponíveis, nomeadamente através do ensaio SDMT (ou SCPTu), o parâmetro deverá ser deduzido por esta via. No entanto, esta aquisição nem sempre está disponível, pelo que alternativas de obtenção do parâmetro através

das pressões obtidas no ensaio DMT são igualmente relevantes. Neste contexto, existem duas abordagens possíveis, uma através da relação G_0/E_D (por vezes denominada R_G) e outra baseada no método indireto de Hardin & Blandford (1989).

O primeiro método foi desenvolvido por um conjunto de autores (Jamiolkowski (1985), Lunne *et al.* (1989), Sully & Campanella (1989), Baldi *et al.* (1991), Tanaka & Tanaka (1998), Cavallaro *et al.* (1999) e Ricceri *et al.* (2001)). Tendo como base esse método e os dados portugueses, Cruz (2010) introduziu I_D na expressão proposta pelos autores anteriores, de modo a abranger todos os tipos de solos:

$$G_0 = E_D * 3.9366 * (I_D^{-0.6117}) \quad (4.58)$$

O segundo foi desenvolvido por Hryciw (1990), segundo uma abordagem mais teórica baseando-se no método indireto de Hardin & Blandford (1989), substituindo as variáveis σ'_0 e índice de vazios por K_0 , γ , e σ'_v (Mateus C., 2008):

$$G_0 = [530/(\sigma'_v/\text{Pa})^{0.25}] * [(\gamma_d/\gamma_w) - 1] / [2.7 - (\gamma_d/\gamma_w)] * [K_0^{0.25} * (\sigma'_v/\text{Pa})^{0.5}] \quad (4.59)$$

As tabelas 4.2 e 4.3, representam os parâmetros apresentados ao longo deste capítulo de uma forma sucinta e resumida, de forma a facilitar o acompanhamento do tema.

Tabela 4.2 – Tabela com os parâmetros DMT (Marchetti, 2001).

Símbolo	Descrição	Parâmetros DMT	
P ₀	1ª leitura corrigida	P ₀ = 1.05 (A - ZM + ΔA) - 0.05 (B - ZM - ΔB)	ZM é a medida do manómetro à pressão atmosférica. (ZM = 0 quando as medidas de calibração e as medidas básicas são feitas no mesmo manómetro)
P ₁	2ª leitura corrigida	P ₁ = B - ZM - ΔB	
P ₃	3ª leitura	P ₃ = C - ΔA	
I _D	Índice do material	I _D = (P ₁ - P ₀) / (P ₀ - u ₀)	u ₀ é a pressão intersticial
K _D	Índice de tensão horizontal	K _D = (P ₀ - u ₀) / σ'v ₀	σ'v ₀ = tensão efetiva vertical de repouso
E _D	Módulo dilatométrico	E _D = 34.7 ΔP	
U _D	Pressão intersticial	U _D = (P ₂ – u ₀)/(P ₀ – u ₀)	
K ₀	Coeficiente de impulso em repouso	K _{0DMT} = (K _D / 1.5) ^{0.47} - 0.6 K _{0DMT} = 0.34 K _D ^{0.54} K _{0DMT} = 0.68 K _D ^{0.54}	para I _D < 1.2 para c _u / σ'v ₀ ≤ 0.8 para c _u / σ'v ₀ > 0.8
OCR	Grau de sobreconsolidação	OCR _{DMT} = (0.5 K _D) ^{1.56} OCR _{DMT} = 0.34 K _D ^{0.54} OCR _{DMT} = 0.68 K _D ^{0.54}	para I _D < 1.2 para c _u / σ'v ₀ ≤ 0.8 para c _u / σ'v ₀ > 0.8

Tabela 4.3 – Tabela com os parâmetros DMT (Marchetti, 2001) (Continuação).

Símbolo	Descrição	Parâmetros DMT	Símbolo
c_u	Coesão não drenada	$c_u = 0.22 \sigma'v_0 (0.5 K_D)^{1.25}$	para $I_D < 1.2$
ϕ	Ângulo de atrito	$\phi_{segurança} = 28 + 14.6 \log K_D - 2.1 \log^2 K_D$	para $I_D > 1.8$
γ	Peso Volúmico	Carta de Marchetti e Craps (fig 4.8)	
M	Módulo de deformabilidade confinado	$M_{DMT} = R_M E_D$	$R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$ para $I_D \leq 0.6$ $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$ para $I_D \geq 3$ $R_M = R_{M0} + (2.5 - R_{M0}) \log K_D$ para $0.6 < I_D < 3$ $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$ para if $K_D \geq 10$ $R_{M0} = 0.14 + 0.36 (I_D - 0.6) / 2.4$ $R_M \geq 0.85$
G_0	Módulo distorcional	$G_0 = \rho v_s^2$ $G_0 = E_D * 3.9366 * (I_D^{-0.6117})$ $G_0 = [530/(\sigma'v_0/Pa)^{0.25}] * [(\gamma_d/\gamma_w) - 1] / [2.7 - (\gamma_d/\gamma_w)] * [K_0^{0.25} * (\sigma'v_0/Pa)^{0.5}]$	

4.7 Solos Residuais

A aplicação das correlações apresentadas na secção anterior aos solos residuais evidencia frequentemente valores pouco representativos da realidade destes maciços, sobretudo porque as correlações anteriores não se aplicam a solos com estruturas de cimentação. Com efeito, esta metodologia aplicada aos solos residuais não considera a existência de uma coesão (resultante da estrutura de cimentação) e a correlação com o ângulo de resistência ao corte claramente sobreavalia o parâmetro nestes solos (Cruz, 2010).

Nos últimos 20 anos, em Portugal, têm sido desenvolvidos esforços no sentido de estabelecer metodologias de interpretação de resultados aplicáveis aos solos residuais (Cruz *et al.*, (2004, 2006); Cruz, (2010); entre outros). Em particular, a investigação integrada no programa de doutoramento de Cruz (2010), estabelece um conjunto de correlações validados nos maciços graníticos do Porto e da Guarda, que se apresentam na tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Correlação dos parâmetros DMT para os solos sedimentares (Cruz, 2010).

Parâmetros	Correlação	Autor
Peso volúmico - γ	Igual ao dos solos sedimentares	Marchetti & Crapps, 1981
Coeficiente de impulso em repouso – K_0	$K_0 = C_1 + C_2 K_D + C_3 q_c / \sigma'_{v0}$ $C_1 = 0.376 \quad C_3 = -0.00172$ $C_2 = 0.095 * [(q_c / \sigma'_{v0}) / K_D] / 33$	Viana da Fonseca, 1996
Coesão global – c'_g	$c'_g = 7.716 \ln(vOCR) + 2.964$ $vOCR - OCR \text{ virtual}$	Cruz, 2010; Cruz <i>et al.</i> , 2014
Ângulo de atrito - ϕ	$\phi'_{\text{corrigido}} = \phi'_{\text{Sed}} - 3.35 \ln(vOCR) + 5.44$ ϕ'_{Sed} – ângulo de atrito deduzido a partir da correlação para solos sedimentares (Marchetti, 1997)	Cruz, 2010; Cruz <i>et al.</i> , 2014
Módulo de deformabilidade confinado - M	A mesma correlação de solos sedimentares	Marchetti, 1980
Módulo de baixas deformabilidades - G_0	$G_0 / E_D = 9.766 * I_D^{-1.053}$	Cruz, 2010

Capítulo 5. Enquadramento do Caso de Estudo

5. Enquadramento do Caso de Estudo

Ao longo dos capítulos anteriores tem vindo a ser explicada a diferença entre os solos residuais e os solos sedimentares e a necessidade de desenvolvimento de metodologias de interpretação específicas associadas aos ensaios, designadamente no caso do ensaio DMT. Vários trabalhos realizados em Portugal têm tentado dar esse enfoque, sobretudo aqueles dedicados aos solos residuais das formações graníticas do Porto e da Guarda (Viana da Fonseca, 1998; Rodrigues, 2003; Cruz, 2010).

Tendo em conta a natureza deste tipo de solos, existem apenas alguns ensaios que consigam fazer uma medição multi-paramétrica fidedigna, como é o caso dos ensaios triaxiais em laboratório e os ensaios *in situ* DMT, CPTu e PMT. No entanto, os ensaios triaxiais são ensaios demorados e tem carácter pontual, pelo que a caracterização corrente através deste tipo de ensaios é dispendiosa e tem alguma dificuldade de aplicação num contexto generalizado, tornando a sua representatividade um pouco reduzida. Para ultrapassar este problema, Cruz *et al.* (2004, 2006) comparou resultados de ensaios triaxiais com resultados de ensaios DMT e CPTu, com o intuito de estabelecer correlações credíveis associadas a este tipo de ambientes, o que veio a constituir um primeiro conjunto de expressões para dedução dos parâmetros de resistência destes solos através do ensaio DMT.

No entanto, a execução de ensaios triaxiais implica o recurso a amostras, cuja obtenção introduz importantes perturbações, as quais destroem parcialmente a resistência que advém da estrutura de cimentação. Adicionalmente, o desenvolvimento dos ensaios triaxiais implica também a existência de vários provetes que inevitavelmente apresentam alterações do *fabric*, contribuindo para uma maior dispersão na aferição dos parâmetros mecânicos. Neste enquadramento, as expressões apresentadas por Cruz *et al.* (2006) não traduzem a realidade *in situ*, já que os valores usados como referência (dos ensaios triaxiais) foram obtidos com a estrutura de cimentação fragilizada pelos processos de amostragem. Ciente desta realidade, o mesmo autor desenvolveu no campo experimental do Instituto Politécnico da Guarda – IPG, (Rodrigues,

2003) uma experiência baseada em solos artificialmente cimentados. Estes solos foram montados no interior de uma câmara de calibração (*CemSoil*) com dimensões que permitiram a realização de ensaios DMT e em paralelo, sob as mesmas condições de montagem e de cura, foram preparados provetes para os ensaios triaxiais. Deste modo, foi possível evitar as perturbações devidas à amostragem e à variação de *fabric*, pelo que os valores obtidos no ensaio triaxial constituem uma verdadeira referência para o estabelecimento de correlações com os parâmetros obtidos no ensaio DMT (Cruz, 2010).

Para testar as correlações foram então realizados ensaios no campo experimental que permitiram validar em contexto prático as correlações obtidas em câmara controlada. Este conjunto de ensaios constitui a primeira fase da experiência de calibração (IPG Fase 1). Após a conclusão deste trabalho, o ensaio DMT passou a ter condições para fornecer uma referência das condições *in situ* neste tipo de solos. Com isto em mente, foi desenvolvida uma segunda fase (IPG Fase 2) destinada a estabelecer correlações específicas, a partir dos ensaios CPTu e PMT, baseada na execução de grupos de ensaios realizados a pequenas distâncias uns dos outros (sem, contudo, se influenciarem uns aos outros). O trabalho associado à presente dissertação corresponde a esta segunda fase de desenvolvimento.

Um dos aspetos que mais se salientam na interpretação dos ensaios CPTu é a existência de diagramas que evidenciam de forma sumária o comportamento expectável do terreno atravessado. Estes diagramas são designados por SBT (*Soil Behaviour Type*) e tem enorme aplicação nos contextos práticos de projeto e execução de obras de engenharia. Robertson (2015) propõe uma série de diagramas SBT para o ensaio DMT que serão apresentados ao longo deste capítulo, elaborados a partir de resultados obtidos em solos sedimentares transportados. Um dos principais propósitos do trabalho prático aqui enquadrado assenta na verificação do modo como os mesmos podem ou não enquadrar os solos residuais e a sua aptidão para distinguir os comportamentos de solos afetados por estruturas de cimentação. Por seu lado, a experiência de Cruz (2010) encarou a necessidade de distinguir solos transportados de solos residuais para poder aplicar a metodologia de interpretação correta em cada

caso, o que conduziu ao desenvolvimento de um diagrama para o efeito (Cruz *et al.*, 2012) que será igualmente aplicado no contexto do presente trabalho.

5.1 A Calibração DMT em Ambiente Controlado

A amostragem de um solo sempre foi um processo complicado devido às perturbações nas amostras, que influenciam muito a determinação das propriedades e das características de resistência do solo. Os problemas mais comuns quando se realiza uma amostragem para ensaios laboratoriais acontecem durante a recolha, durante o transporte e durante a preparação da amostra, o que significa que durante todos estes processos a amostra sofre algumas degradações, umas inevitáveis (alívio das tensões, quebra de ligações cimentícias em solos residuais) e outras em função da qualidade do processo.

Para poder obter valores de coesão reais que pudessem servir de referência na calibração de parâmetros DMT, Cruz (2010) desenvolveu um programa experimental com uma câmara de testes de grandes dimensões (*CemSoil Box*) onde se construíram amostras artificialmente cimentadas, constituídas em iguais condições para ensaios DMT e triaxiais.

5.1.1 CemSoil Box

De forma resumida a câmara para realização e calibração de ensaios DMT, denominada *CemSoil Box* é composta por uma caixa quadrada com 1.00 m de lado por 1.50 m de altura e com paredes em aço. De modo a criar uma transição gradual desde o solo até à fronteira da caixa, as paredes interiores foram revestidas por um plástico e por uma placa de esferovite com 15 mm. Tendo em conta o objetivo do programa experimental, foram instalados na câmara, dois ensaios DMT, dois piezómetros, um perfil de seis tensímetros e três pares de acelerómetros/geofones. Por razões relacionadas com o processo de aferição de perturbações neste tipo de solos, para cada amostra foram instaladas duas lâminas, a primeira colocada a 20 cm do fundo da caixa e a segunda apenas a

25 cm de profundidade, para que fossem realizadas medições sem cravação (Lâmina 1) e medições após cravação (Lâmina 2). A localização dos ensaios e colocação dos equipamentos foi estudada de forma a que as solicitações de ensaios caíssem dentro da massa de solo artificialmente cimentado, distantes das paredes da caixa (Fig. 5.1). Em paralelo, foram preparados provetes para os ensaios triaxiais com condições de densidade, saturação e processo de cura idênticos àqueles que presidiram à preparação das amostras instaladas na *CemSoil Box*.

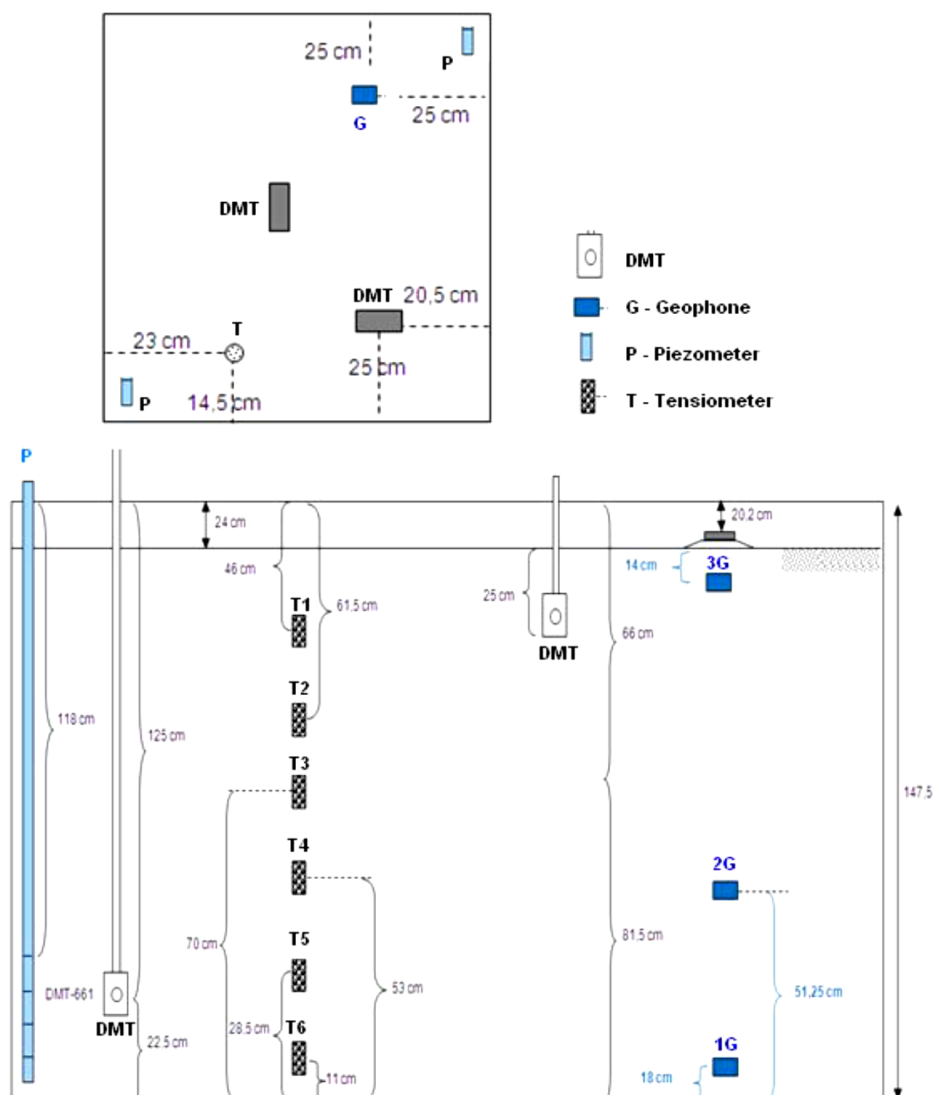


Figura 5.1 – Esquema com a localização dos ensaios na *CemSoil Box* (Cruz, 2010).

A comparação entre dados DMT obtidos *in situ* e em ensaios triaxiais, permitiu estabelecer correlações entre os parâmetros DMT, coesão e ângulo de resistência ao corte, entre outros (Cruz, 2010). Na figura 5.2 apresenta-se o diagrama referente às correlações entre a coesão global (c'_g), que representa coesão devida à cimentação e sucção, e o OCR virtual deduzido a partir do ensaio DMT. Nessa figura representam-se as duas curvas de calibração que resultam das experiências em solos naturais (Cruz *et al.*, 2006) e em solos artificialmente cimentados (Cruz, 2010) as quais evidenciam a ordem de grandeza das perdas associadas ao processo de amostragem.

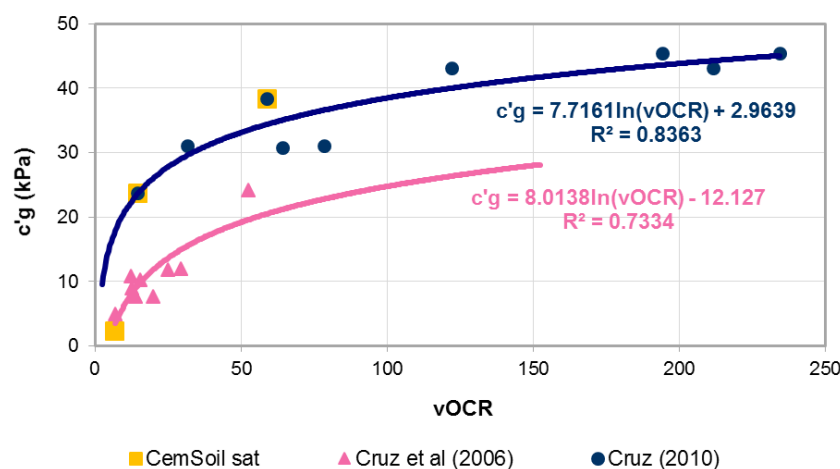


Figura 5.2 - Comparação entre solos residuais indeformados e amostrados (Cruz, 2010).

A expressão de cálculo para a coesão global, baseada na investigação na câmara é igual a:

$$c'_g = 7.716 \log (\text{OCR}) + 2.96 \quad (5.1)$$

No contexto da obtenção do ângulo de resistência ao corte, Cruz *et al.* (2004, 2006) observaram que os valores resultantes da aplicação das expressões de cálculo dedicadas aos solos sedimentares conduziām, nos solos residuais, a valores claramente sobre-estimados e que a sobreavaliação aumentava com o incremento do valor da coesão. Deste modo, sugeriram que a determinação do ângulo de resistência ao corte deveria ser efetuada com base nas expressões aplicadas nos solos sedimentares a que se aplicaria uma correção dependente da ordem de grandeza da coesão previamente avaliada pela expressão acima.

Posto isto, a correção original proposta por Cruz *et al.* (2006), para o ângulo de resistência ao corte (Fig. 5.3), já possuía alguma segurança, mas como era dependente da parcela coesiva foi readaptada com os novos dados, originando a seguinte expressão:

$$\phi'_{\text{corrigido}} = \phi'_{\text{Sed}} - 3.35 \ln(v\text{OCR}) + 5,44 \quad (5.2)$$

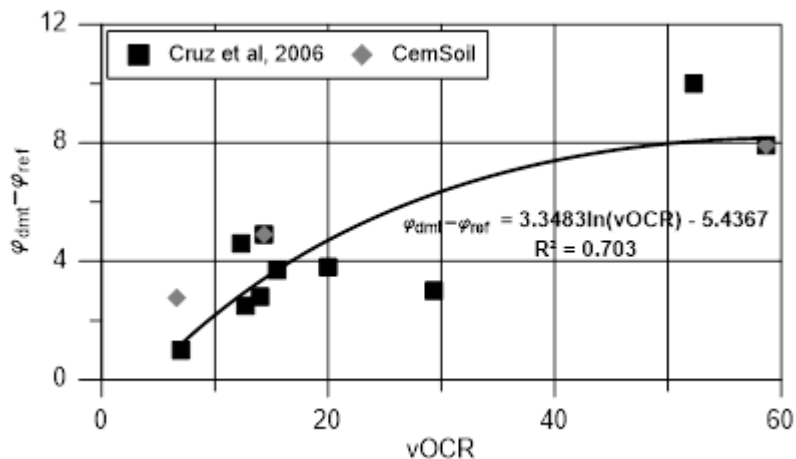


Figura 5.3 - Gráfico da dedução do ângulo de resistência ao corte (Cruz, 2010).

5.2 Diagramas para distinção entre solos sedimentares e solos residuais

A existência de duas metodologias associadas a solos sedimentares e a solos residuais implica a necessidade de uma distinção prévia para permitir selecionar a metodologia correta. As primeiras tentativas de separação deste tipo de solos foram propostas tendo por base os ensaios SPT e CPTu, nomeadamente através da relação do módulo distorcional (obtido através das velocidades de propagação das ondas de corte) e dos parâmetros de referência destes ensaios, designadamente G_0/N_{60} e G_0/q_c (Schnaid *et al.*, 2004). Nas figuras 5.4 e 5.5 apresentam-se esses diagramas que, incluem resultados obtidos nos granitos do Porto e da Guarda.

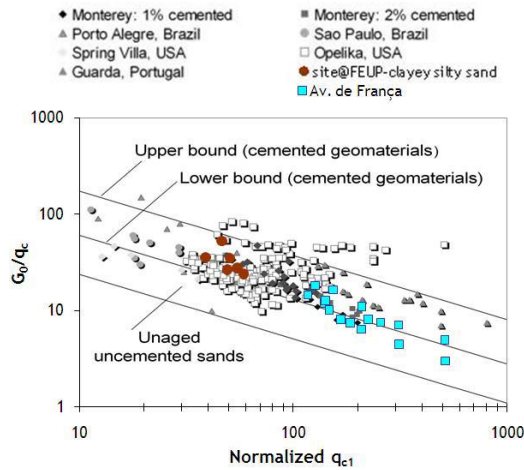


Figura 5.4 - Diagramas de separação com base no CPTu (Schnaid et al., 2004).

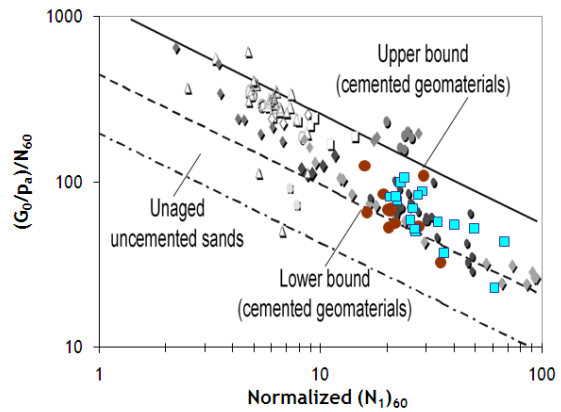


Figura 5.5 - Diagramas de separação com base no SPT (Schnaid et al., 2004).

Para o caso do ensaio DMT, Cruz (2010) identificou duas possibilidades para fazer esta distinção: G_0/E_D vs I_D e G_0/M_{DMT} vs K_D . Nas figuras 5.6 e 5.7 apresentam-se esses diagramas, sendo notório em ambos os casos as diferenças na representação de solos sedimentares e residuais.

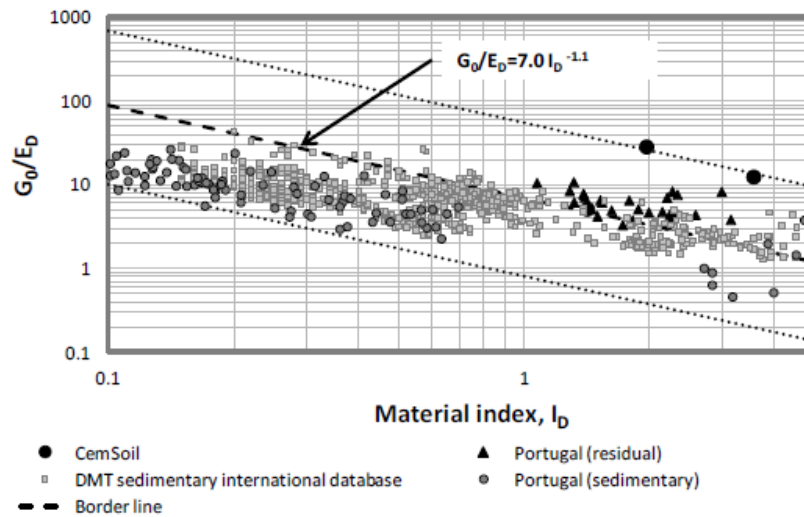


Figura 5.6 – Representação dos solos residuais no diagrama de Cruz (2010).

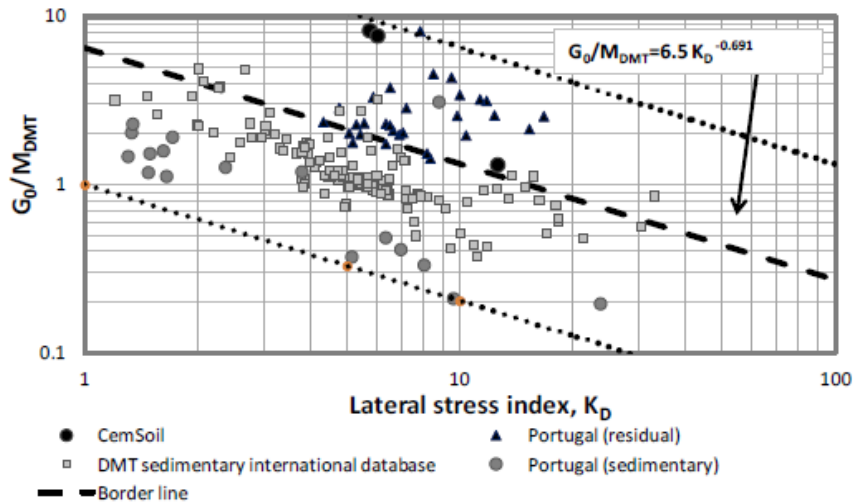


Figura 5.7 – Segunda proposta de Cruz (2010) para a separação deste tipo de materiais.

5.3 Diagramas SBT (Soil Behavior Type)

A importância da utilização de diagramas de referência para pré-avaliação de comportamentos é de extrema utilidade nas situações correntes de projeto e execução de obras de engenharia. Neste contexto, são habituais diagramas de identificação de comportamentos, cujo exemplo maior na caracterização *in situ* são os diagramas SBT associados ao ensaio CPTu. A enorme semelhança e paridade entre este ensaio e o ensaio DMT, levou Robertson (2015) a apresentar um conjunto de diagramas SBT para o ensaio DMT (Fig. 5.8) com base em informações resultantes de ensaios realizados em ambientes sedimentares. Os primeiros quatro diagramas identificam fundamentalmente o tipo de comportamento expectável quanto às condições de drenagem (não drenado, misto ou drenado) enquanto o quinto diagrama permite esta distinção acrescida do comportamento na rotura (contráctil ou dilatante).

O principal objetivo deste estudo é verificar a sua adequabilidade para representar solos residuais e, em caso afirmativo, procurar estudar a distribuição com o aumento da magnitude da parcela coesiva, conforme será discutido no próximo capítulo.

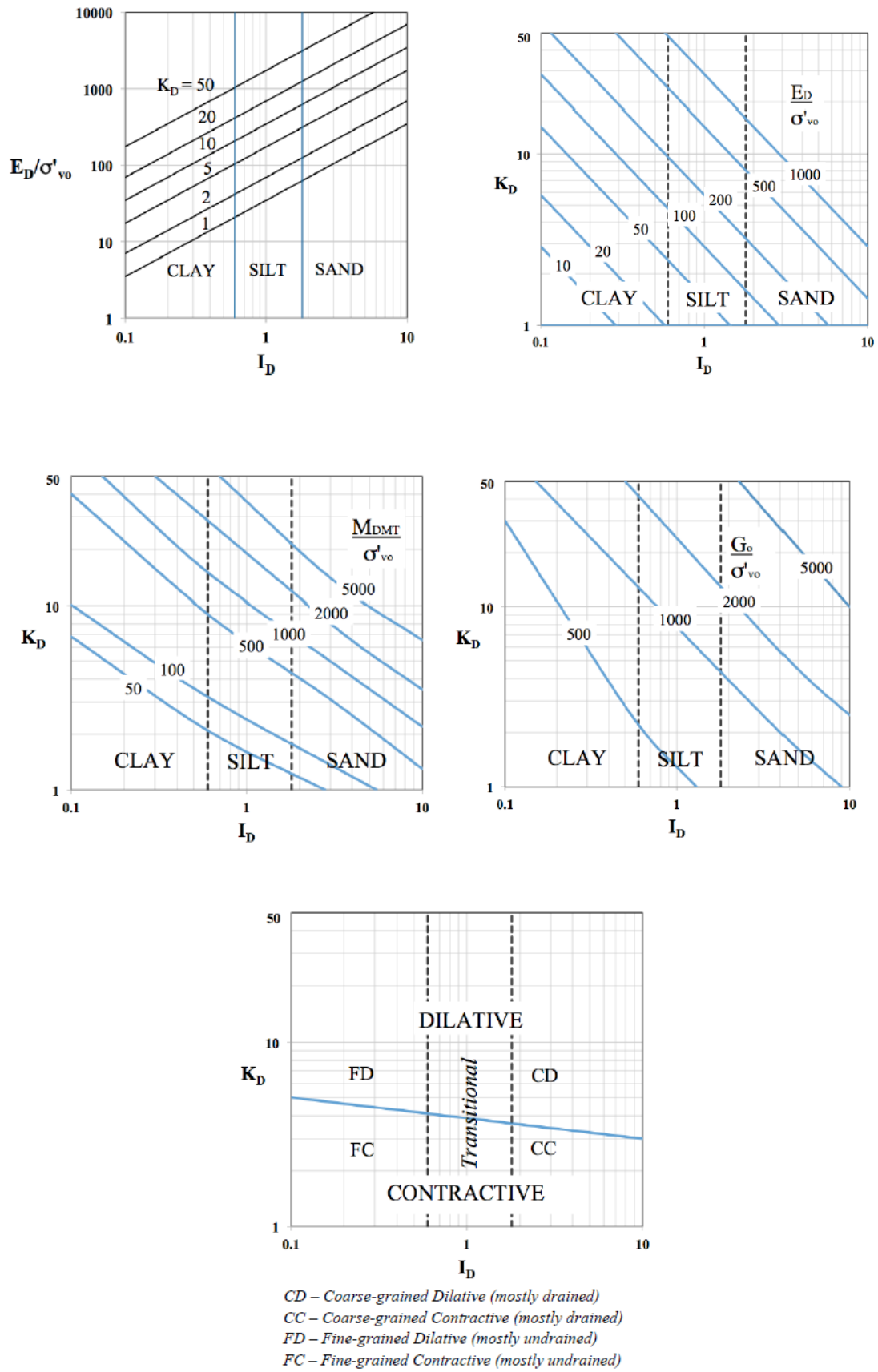


Figura 5.8 - Diagramas SBT de Robertson (2015) para o ensaio DMT.

Capítulo 6. Diagramas de Comportamento para o Ensaio DMT

6. Diagramas de Comportamento para o Ensaio DMT

6.1 Campo Experimental do IPG

Tal como já foi referido os dados tratados no contexto deste trabalho tiveram origem no campo experimental do Instituto Politécnico da Guarda, IPG, que tem vindo a investir no estudo dos solos residuais ao longo da última década e meia. A caracterização do maciço assenta em duas fases de ensaios designadas de IPG Fase 1 e IPG Fase 2, conforme apresentado na figura 6.1.



Figura 6.1 – Localização das campanhas realizadas no IPG.

Na primeira fase foram realizados 8 ensaios triaxiais, 42 ensaios compressão uniaxial, 2 ensaios DMT, 8 ensaios CPTu, 5 ensaios PMT, 1 ensaio *cross-hole* e 5 amostras de grandes dimensões (Rodrigues, 2003; Cruz 2010), enquanto na segunda, que enquadra o presente caso prático, foram executados num trecho de 65 metros, 6 conjuntos de ensaios SDMT, CPTu e PMT e 2 conjuntos de ensaios triaxiais. Cada grupo de ensaios foi constituído por um ensaio SDMT, um ensaio CPTu e um conjunto de três ensaios PMT realizados segundo um

mesmo eixo vertical, separados por uma distância controlada (1 m), tanto para evitar influências de deformação laterais como com o objetivo de posteriormente se poderem correlacionar os resultados obtidos entre os vários ensaios. Nas extremidades deste alinhamento foram realizadas duas sondagens com ensaios SPT e recolha de amostra intacta para a realização de ensaios triaxiais (3 em cada sondagem). A localização relativa destes ensaios encontra-se representada na figura 6.2.

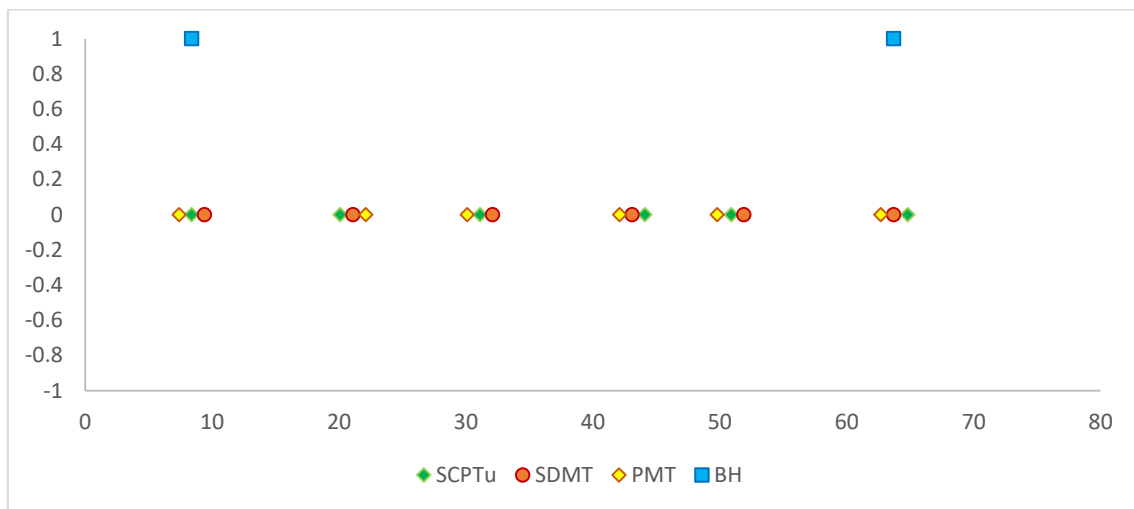


Figura 6.2 – Localização dos ensaios realizados na segunda fase IPG.

6.1.1 Enquadramento geológico da Guarda

Tal como se pode verificar na carta geológica 18-C – Guarda (Fig. 6.3), à escala 1:50 000 editada pela Unidade de Geologia, Hidrogeologia e Geologia Costeira (UGHGC – LNEG) a cidade da Guarda possui como rocha dominante o granito, encontrando-se este intercalado com xistos, grauvaques e rochas filonianas.

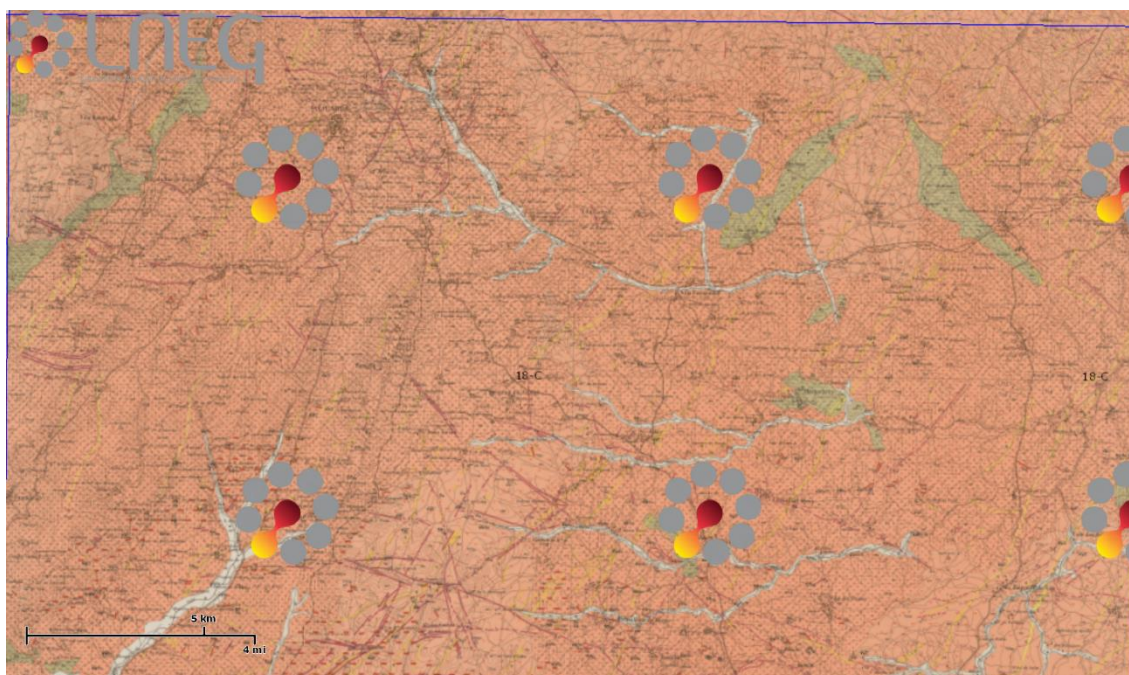


Figura 6.3 - Carta geológica 18-C – Guarda 1:50 000, Unidade de Geologia, Hidrogeologia e Geologia Costeira (UGHGC – LNEG).

A Guarda é uma região montanhosa, que detém o ponto mais alto de Portugal Continental, a Serra da Estrela, situada na Zona Centro Ibérica (ZCI). A sua formação começou no Pré-Câmbrico (650 Milhões de anos) com deposição marinha que se estendeu até ao Câmbrico (500 Milhões de anos). À deposição seguiu-se a diagénese e o metamorfismo dos sedimentos, processos estes responsáveis pela formação das sequências de xistos e grauvaques presentes na região. Posteriormente ocorreram três fases da orogenia Hercínica, durante as quais foi formado o maciço granítico seguido de erosão e levantamento. Por fim, no Quaternário, a zona foi submetida a uma glaciação intensa que marcou fortemente a geomorfologia da região (Rodrigues, 2003).

O granito da região é leucocrata, sendo este essencialmente constituído por quartzo, plagioclase, feldspato potássico (geralmente presente em megacristais), biotite e moscovite. Adicionalmente é possível encontrar na sua composição minerais secundários como caulinite, sericite e clorite (Rodrigues, 2003).

Devido às ações tectónicas de origem hercínica e alpina que atuaram no maciço após a sua consolidação, verificou-se a fracturação e erosão do granito (Teixeira *et al.*, 1963). Ao longo dessas fraturas instalaram-se rochas filonianas e massas de natureza aplítica (Ramos, 1998).

Complementarmente, a par do maciço granítico da Guarda, é possível encontrar rochas de natureza xistenta, estando em parte controladas por falhas WNW-ESSE e NW-SE. É possível verificar que na proximidade do contacto com os xistos, o granito apresenta uma granularidade mais fina, ocorrendo por vezes, enclaves xistentos de alguns metros (Ramos, 1998).

6.1.2 Resultados obtidos nos ensaios DMT realizados na 2ª fase

Os resultados obtidos na segunda fase de caracterização do campo experimental do IPG encontram-se enquadrados em programas de investigação ainda não totalmente divulgados pelo que a apresentação discriminada de todos os ensaios é aqui omitida, apresentando-se apenas os dados obtidos pelo ensaio DMT. Neste sentido são agora apresentados gráficos onde é possível comparar a evolução dos parâmetros em profundidade, da fase 1 e da fase 2.

O parâmetro I_D obtido durante a segunda fase (Fig. 6.4) possui uma pequena dispersão de valores de ensaio para ensaio. Tendo em consideração que o maciço ensaiado no decorrer do processo foi o mesmo e que a distância entre os ensaios era de poucos metros, os resultados obtidos foram os espetáveis. Comparando, posteriormente, os resultados alcançados com os da primeira fase é possível constatar que os dados se enquadram no mesmo intervalo confirmando a validade dos mesmos.

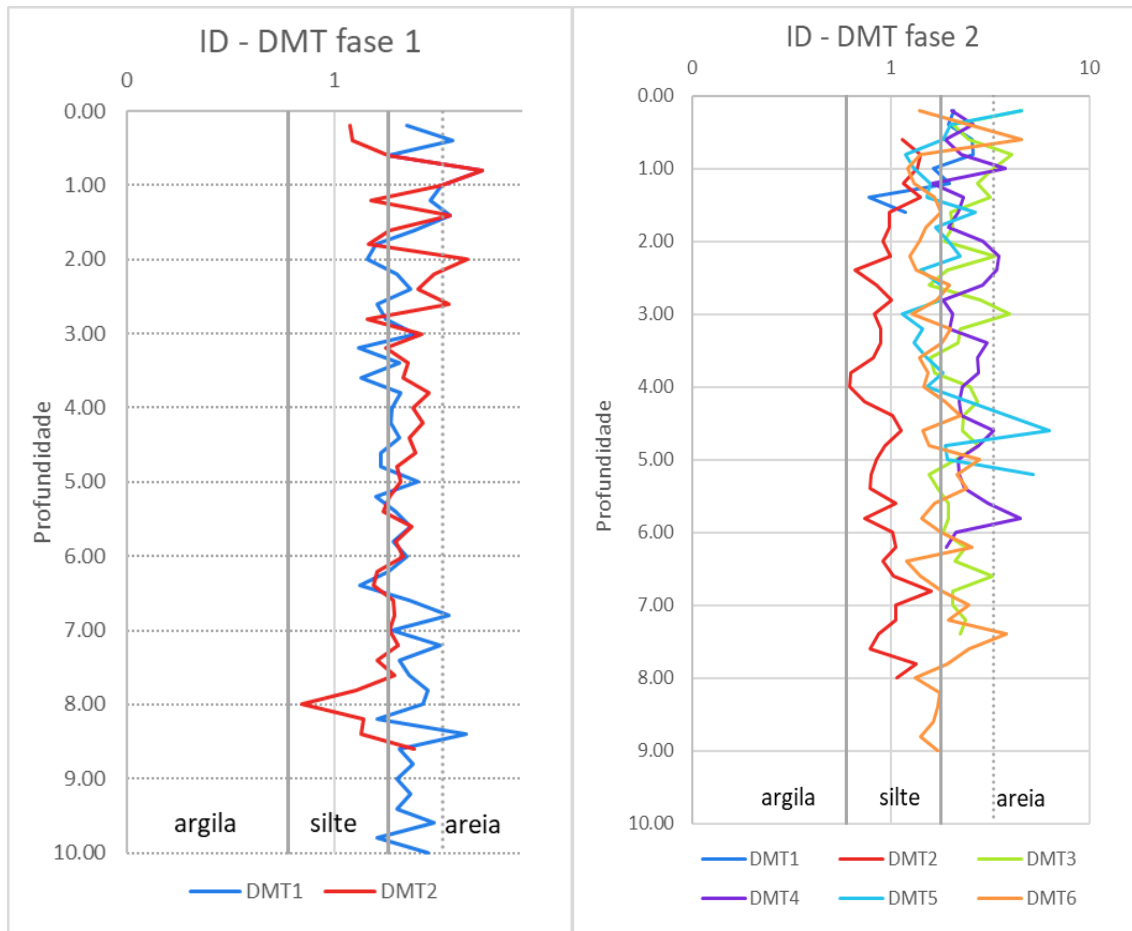


Figura 6.4 – Variação de ID, com a profundidade.

Na figura 6.5 é possível comparar a tendência do parâmetro K_D relativo à segunda e à primeira fase. Na segunda fase observa-se até aos 4 metros de profundidade um claro decréscimo de valores, seguido de uma fase de equilíbrio quando o valor se encontra entre os 25-30. Contrapondo os resultados de ambas as fases, observa-se uma maior abrangência de valores na segunda fase. Adicionalmente, os valores médios de ambas as fases diferem, sendo aproximadamente 10 na primeira e 25 na segunda, o que parece traduzir um incremento na parcela coesiva.

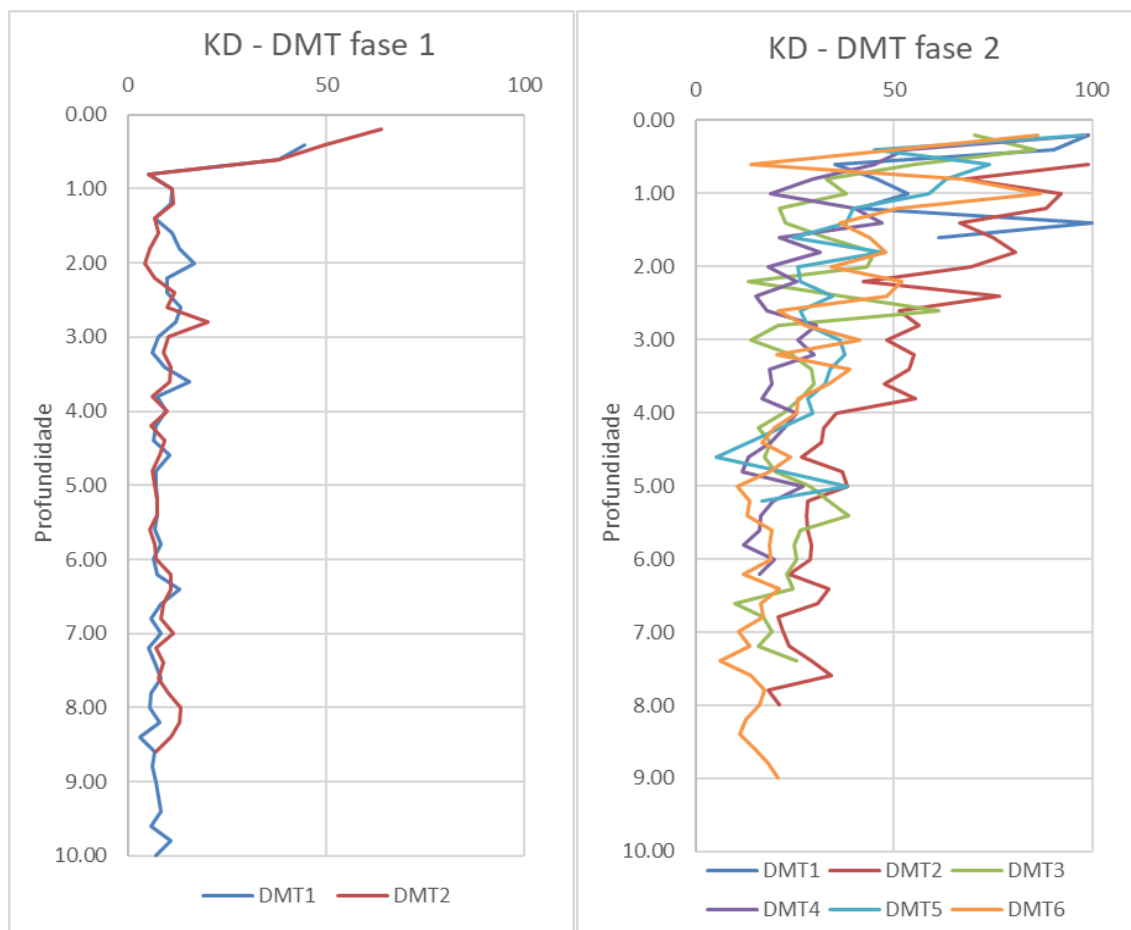


Figura 6.5 – Variação de K_D com a profundidade.

Os valores do módulo dilatométrico (E_D) obtidos na segunda fase, apresentam nos primeiros metros de profundidade uma pequena dispersão de valores, enquanto na primeira fase estes são mais dispersos (Fig. 6.6). No entanto, é possível verificar que para ambas as fases existe uma variação que cresce com o aumento da profundidade. Tal como se verificou no gráfico referente às variações de K_D , a abrangência de dados também aumentou na segunda campanha comparativamente à primeira. Contudo, o aumento que se verificou no gráfico de E_D foi superior, aumentando aproximadamente 50 MPa.

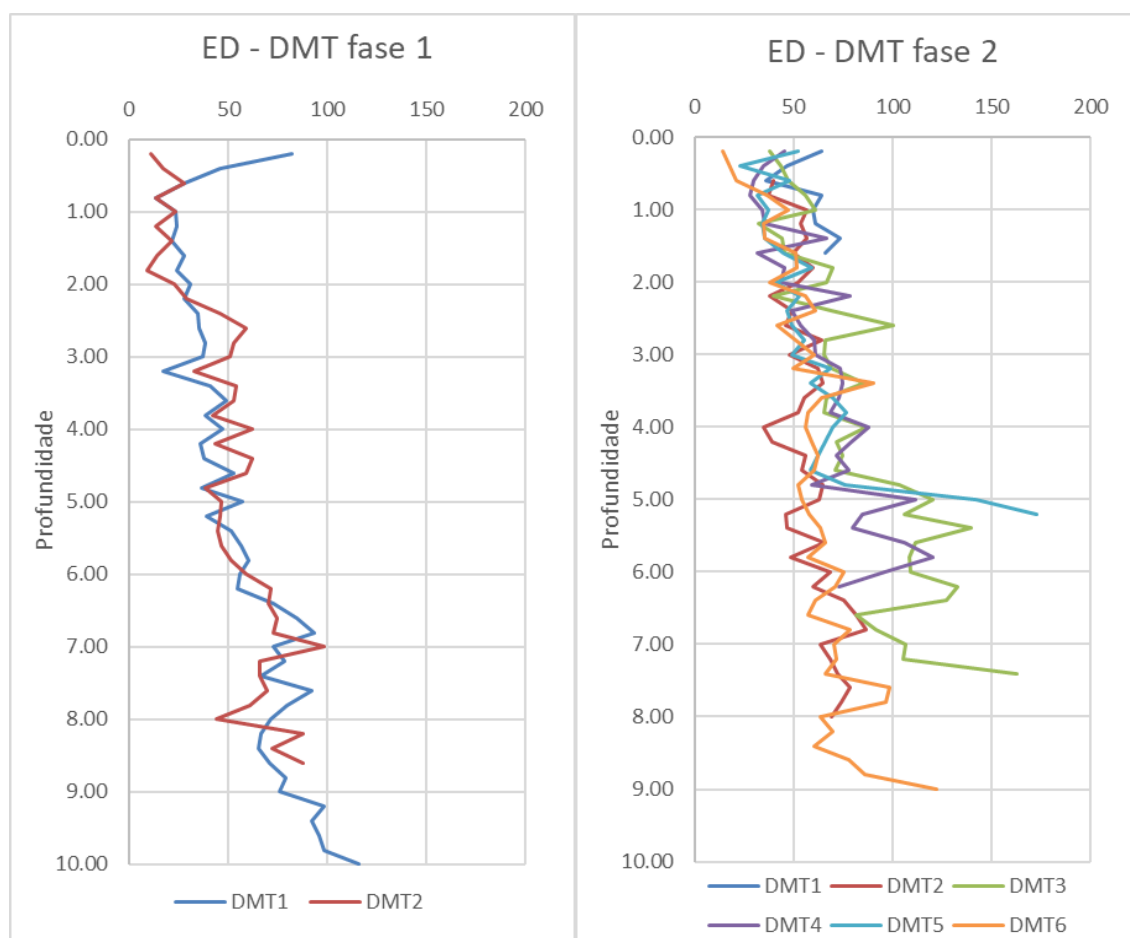


Figura 6.6 – Variação de E_D com a profundidade.

Os dados do módulo de deformabilidade confinada apresentam uma evolução semelhante ao parâmetro anterior. Novamente, os dados da segunda fase apresentam uma maior amplitude, possuindo valores desde 60 até 550 MPa, enquanto na primeira este intervalo se encontra entre os 25 e os 250 MPa (Fig. 6.7).

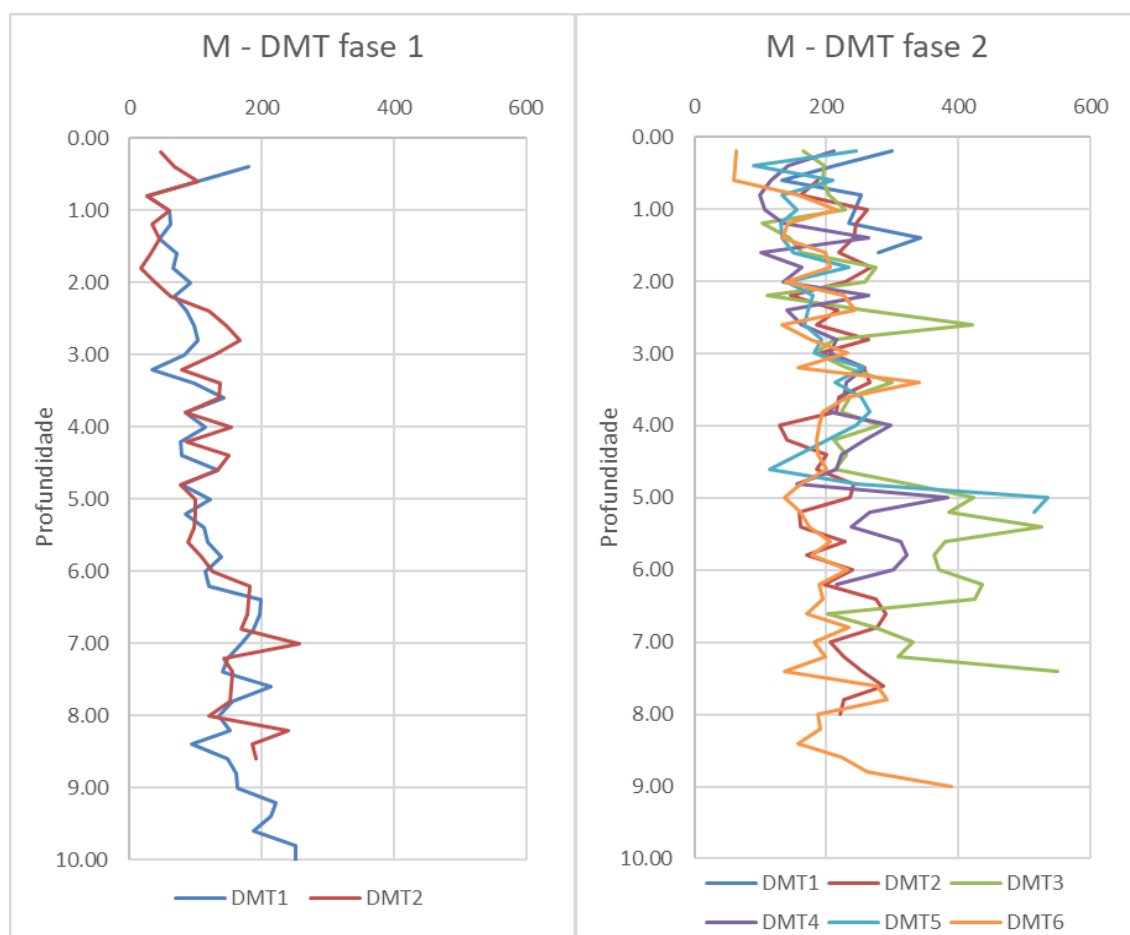


Figura 6.7 – Variação do módulo de deformabilidade confinada em profundidade.

No geral, a coesão representada na figura 6.8 diminui com o aumento da profundidade em ambas as fases, notando-se uma diminuição mais acentuada no primeiro metro. Tendo como exceção o primeiro metro, a coesão apresenta valores muito próximos em todos os ensaios, estando entre 20 a 50 kPa na fase 2 e 30 a 40 kPa na fase 1.

Na figura 6.9 é apresentada a comparação do ângulo de atrito corrigido em ambas as fases de ensaios, onde se pode observar um ligeiro aumento do parâmetro à medida que a profundidade aumenta. É importante referir que o ensaio DMT2 da segunda fase foi realizado numa caixa de falha com material bastante alterado, razão que leva a que este ensaio apresente valores um pouco diferentes do resto dos ensaios.

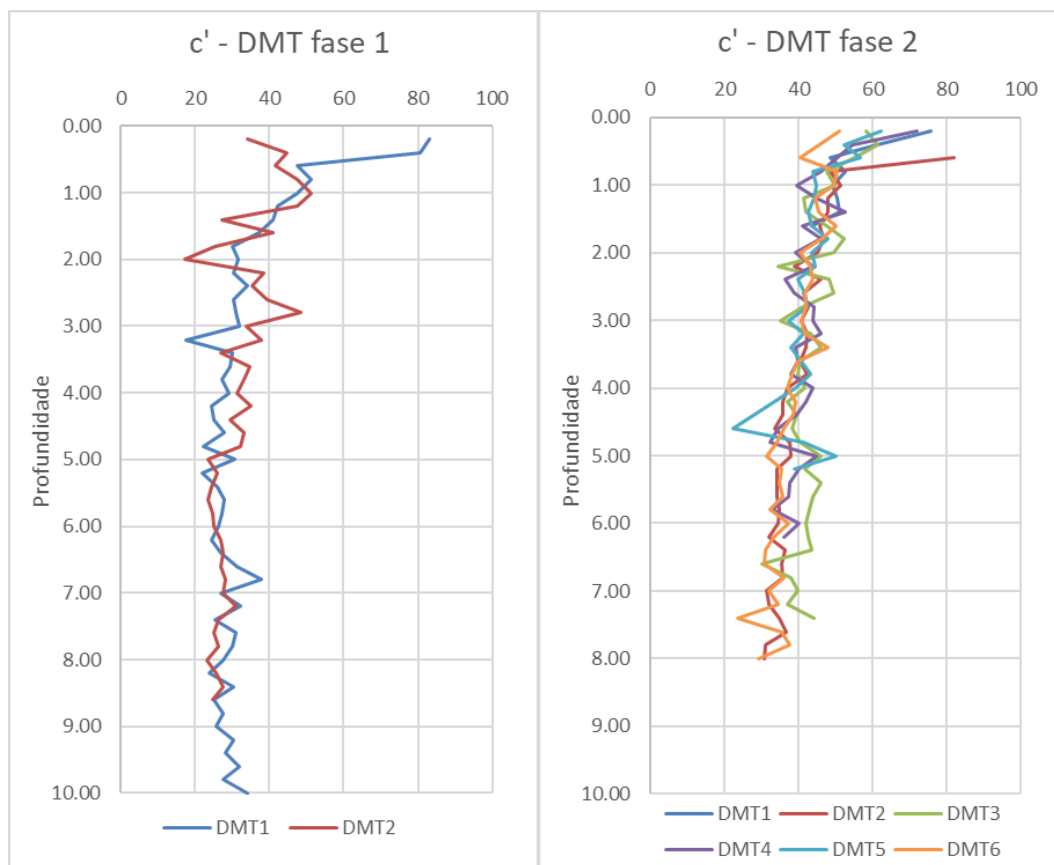


Figura 6.8 – Variação da coesão em profundidade.

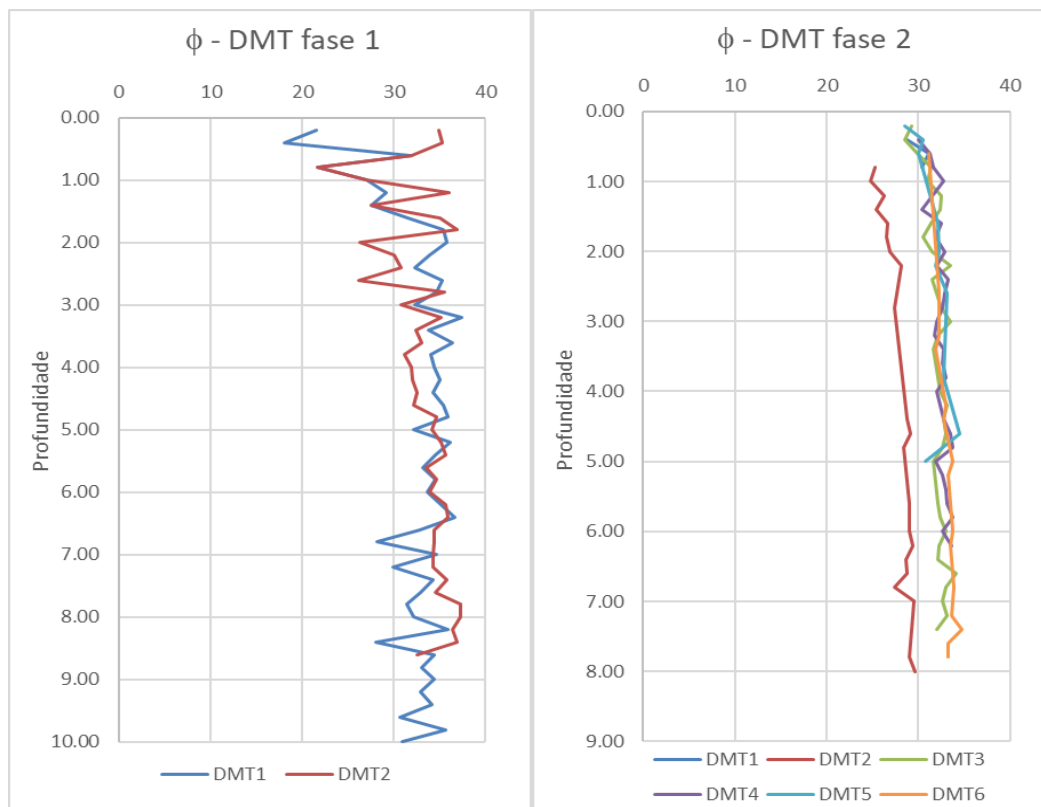


Figura 6.9 – Variação do ângulo de atrito em profundidade

Pode-se, assim, concluir que os dados obtidos na segunda fase permitem delimitar dois horizontes distintos, um até aproximadamente os 5 metros de profundidade e outro dos 5 aos 9 metros. Do mesmo modo é possível definir dois horizontes relativos à primeira fase, o primeiro até aos 6 metros e o segundo até aos 10 metros. Nas tabelas 6.1 e 6.2 apresenta-se a distribuição dos valores para cada horizonte.

Tabela 6.1- Resumo dos resultados da primeira fase IPG.

Resultados primeira fase						
Prof. (m)	I _D	K _D	E _D (MPa)	M (MPa)	c' _g (kPa)	φ (°)
0-6	1.2-5.8	5-65	10-80	15-180	15-35	31-35
6-10	0.7-4.3	3-15	40-115	90-250	25-35	30-36

Tabela 6.2 - Resumo dos resultados da segunda fase IPG.

Resultados segunda fase						
Prof. (m)	I _D	K _D	E _D (MPa)	M (MPa)	c' _g (kPa)	φ (°)
0-5	0.8-6	10-100	15-100	60-420	35-50	30-33
5-9	0.8-5	5-40	50-170	150-550	30-50	32-34

Finalmente, importa referir que as duas unidades geotécnicas identificadas correspondem ao habitualmente encontrado nos maciços graníticos do Porto e Guarda (Cruz *et al.*, 2015). Os dados obtidos na fase 2 alargaram significativamente os intervalos de variação dos parâmetros de ensaio o que permite estabelecer com mais rigor as correlações entre parâmetros de ensaio e parâmetros geotécnicos.

6.2 Projeção nos diagramas para distinção de solos

A projeção dos dados obtidos nos ensaios realizados na fase 2 no contexto de G_0/E_D vs I_D conduziram a uma maior dispersão dos dados (Fig. 6.10), com os novos resultados a dispersarem no meio dos resultados em solos sedimentares. Parece assim, que este diagrama não terá apetência para distinguir bem os dois tipos de solos.

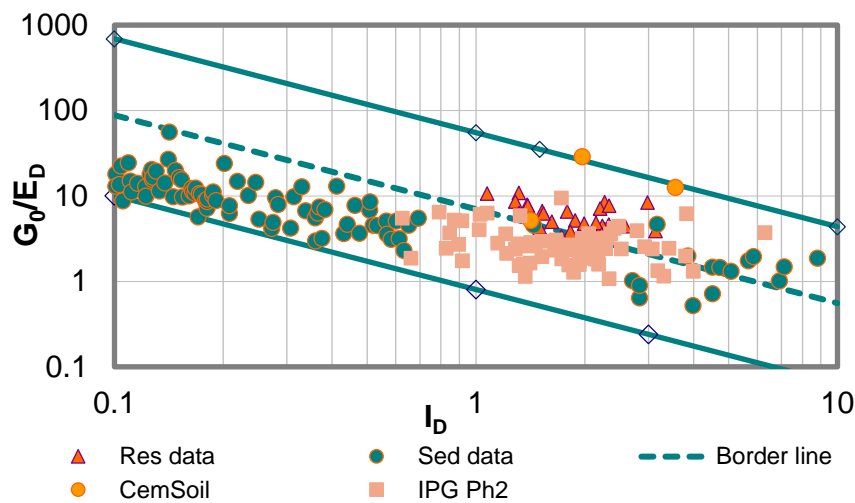


Figura 6.10 – Representação dos dados IPG fase 2 no diagrama G_0/E_D vs I_D .

Pelo contrário, a projeção no diagrama G_0/M_{DMT} vs K_D permitiu melhorar o diagrama tornando-o mais eficiente, conforme evidenciado na figura 6.11. Na figura 6.12 apresenta-se o diagrama anterior (Cruz *et al.*, 2012) para facilidade de comparação entres os dois diagramas.

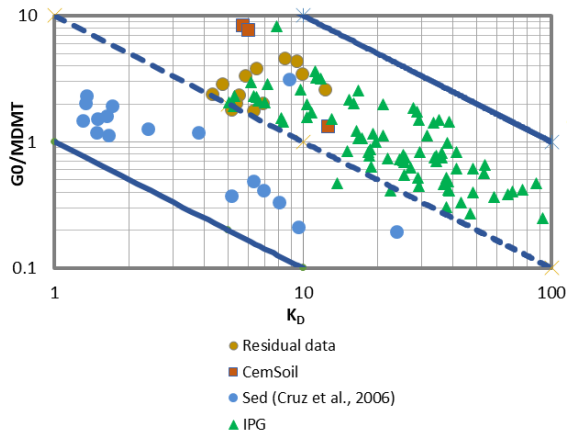


Figura 6.11 – Diagrama ajustado com maior abrangência de dados

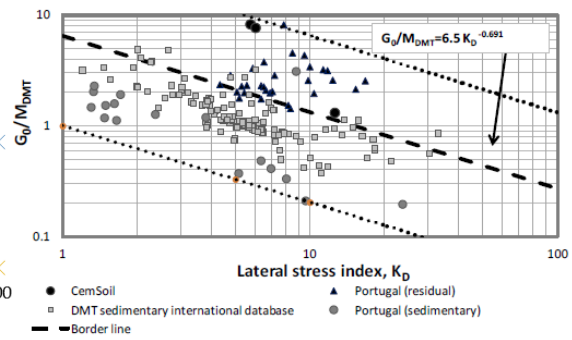


Figura 6.12 – Diagrama G_0/M_{DMT} vs K_D (Cruz et al., 2012).

Finalmente, os dados obtidos através dos ensaios DMT são confirmados pela identificação da estrutura de cimentação pelos ensaios CPTu realizados a par destes (Fig. 6.13). Seguindo o modelo proposto por Robertson (2015), em função da resistência de ponta normalizada, Q_{tn} e I_G que traduz a relação entre o módulo distorcional G_0 e a resistência de ponta bruta q_n . O parâmetro K_G^* nesse gráfico representa a seguinte relação:

$$K_G^* = \frac{G_0}{q_n} (Q_{tn})^{0.75} \quad (6.1)$$

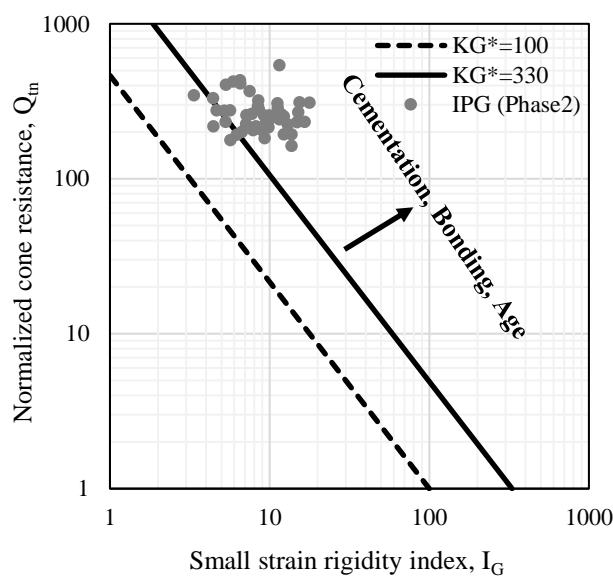


Figura 6.13 - Representação dos dados IPG fase 2 no diagrama de Robertson (2016).

6.3 Projeção nos diagramas SBT

Tal como foi referido no capítulo anterior, ao verificar a utilidade dos diagramas SBT do CPTu, Robertson (2015) propôs uma série de diagramas do mesmo tipo para o ensaio DMT.

Com recurso aos dados da segunda campanha do IPG, fornecidos por Cruz, pretende-se verificar neste trabalho a representatividade destes gráficos em relação aos solos residuais, assim como a evolução da coesão.

No seu estudo “*Soil Behavior Type Using the DMT*”, Robertson (2015) começa por apresentar uma modificação ao gráfico de Marchetti e Crapps (1981), conforme evidenciado na figura 4.7 (capítulo 4), propondo que este deveria ser normalizado pela tensão normal.

A representação dos dados residuais neste diagrama, de acordo com os intervalos de K_D observados (Fig. 6.14), revela um enquadramento que encaixa bem no modelo proposto, validando a sua aplicação nos solos residuais.

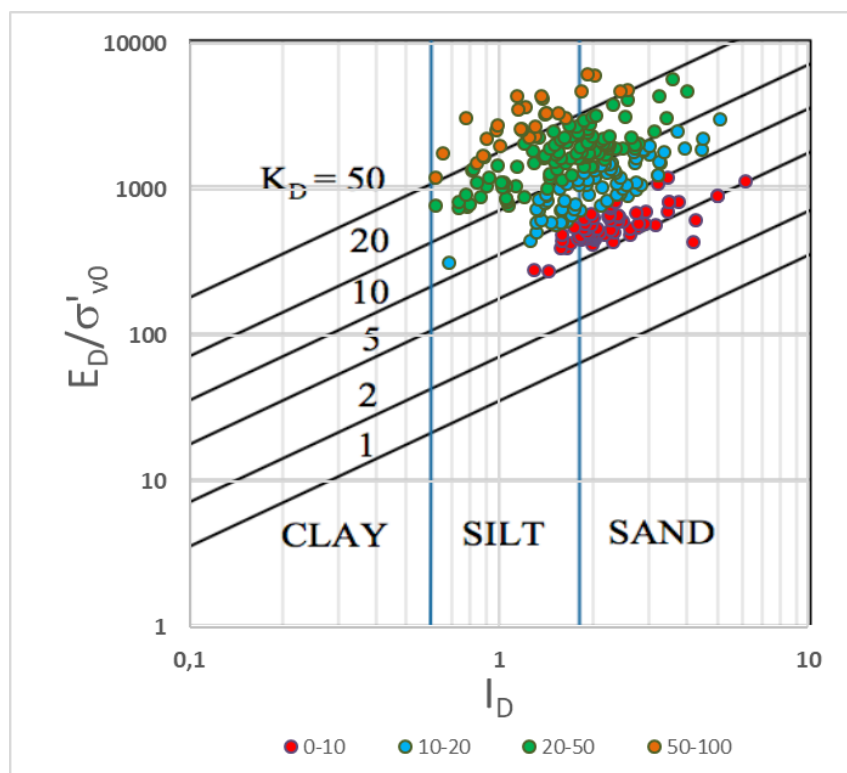


Figura 6.14 – Representação dos solos residuais no diagrama E_D/σ'_{v0} vs I_D .

Uma vez verificado o correto enquadramento da base do diagrama, importa representar o parâmetro da coesão para verificar a lógica da sua distribuição. Conforme se pode verificar na figura 6.15 não parece existir nenhuma tendência de variação da grandeza da coesão com o tipo de solo (I_D) e a sua rigidez (E_D).

Seguindo a mesma abordagem, Robertson (2015) propôs uma variação do diagrama anterior por troca de posição das variáveis. No caso presente foi necessário ajustar os eixos e as isolinhas para albergar os dados obtidos, nomeadamente para representarem valores de K_D até 100 e para introduzir isolinhas intermédias para os valores de E_D/σ'_{v0} . As figuras 6.16 e 6.17, naturalmente mostram idêntica representatividade das isolinhas em relação ao caso anterior, mas nesta forma evidenciam claramente uma tendência para o crescimento da coesão seguindo a mesma trajetória de E_D/σ'_{v0} .

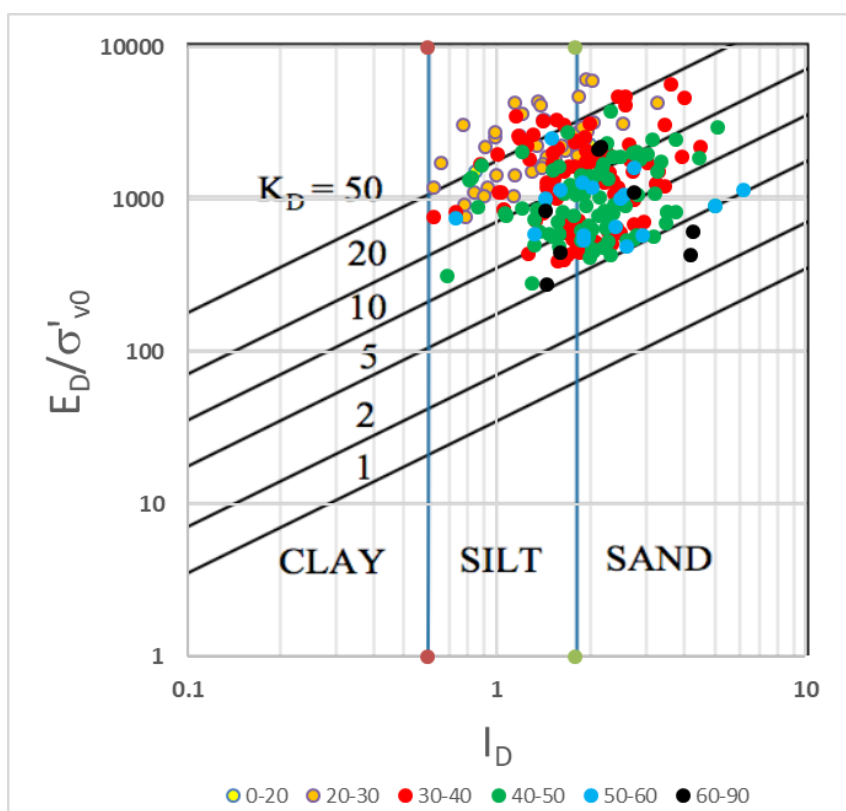


Figura 6.15 - Representação do parâmetro coesivo no diagrama E_D/σ'_{v0} vs I_D .

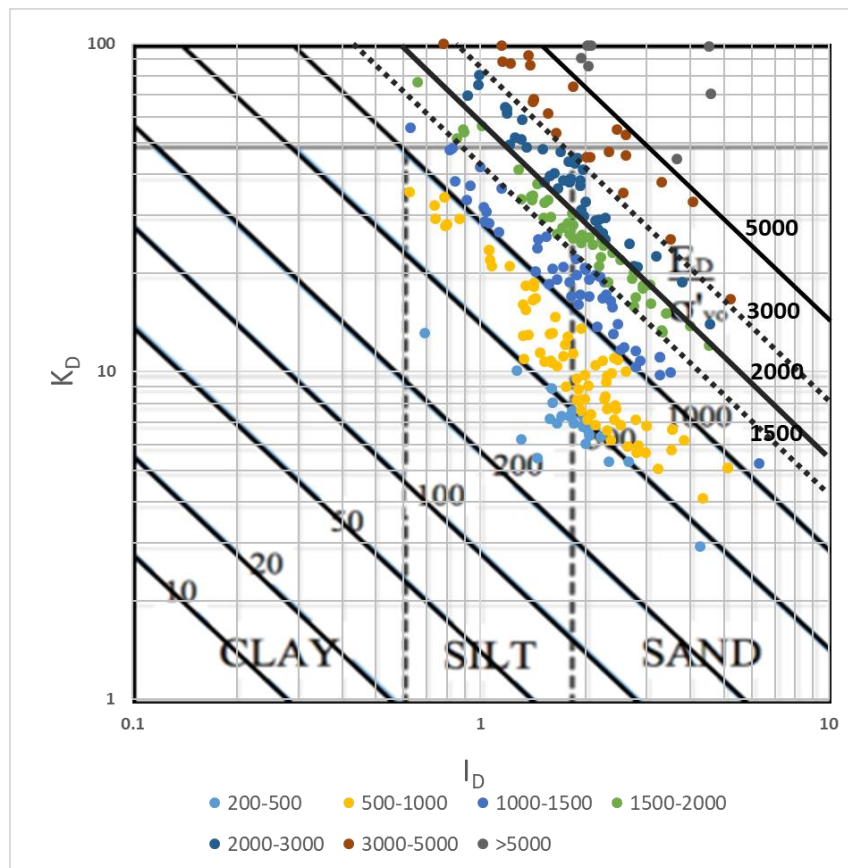


Figura 6.16 – Representação dos dados residuais no diagrama K_D vs I_D com isolinhas $E_D/\sigma'v_0$.

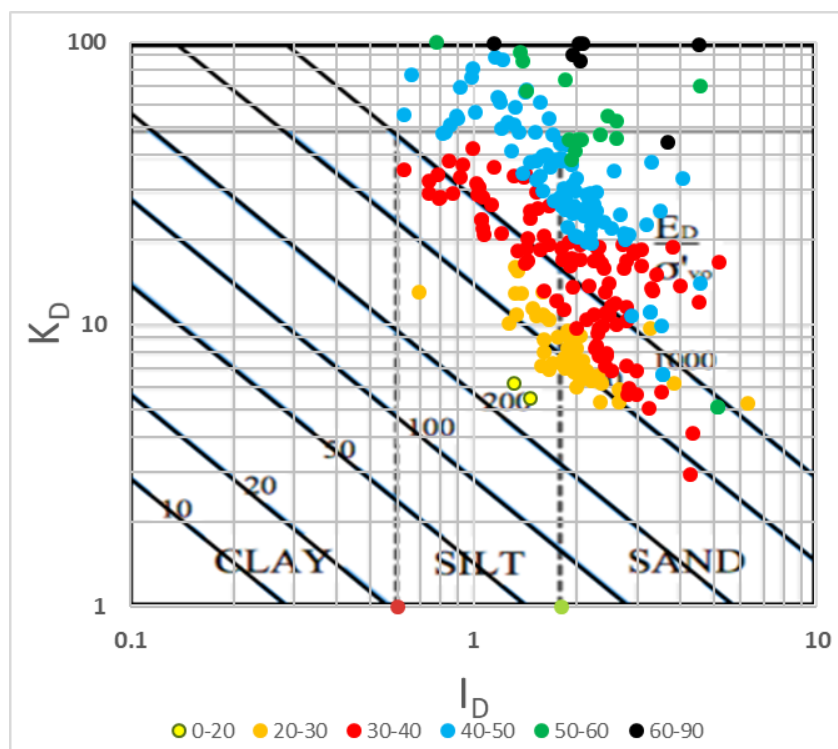


Figura 6.17 – Representação da coesão no diagrama K_D vs I_D com isolinhas $E_D/\sigma'v_0$.

O terceiro diagrama proposto por Robertson (2015), relaciona K_D e I_D com o módulo de deformabilidade confinada, normalizado relativamente à tensão efetiva vertical (fig. 6.18). A representação dos dados neste diagrama segue de maneira geral os contornos definidos, mas existe um conjunto de valores (representados a preto) que se encontram acima do limite (5000), quando a sua representação deveria encontrar-se no intervalo 2000 a 5000. É normal que quando estes valores se encontram muito próximos do limite deva existir alguma tolerância, principalmente quando se encontram muito perto da transição silte - areia.

Na figura 6.19 é possível observar que a coesão, no geral, segue a evolução de M_{DMT}/σ'_{v0} , repetindo o verificado com o módulo dilatométrico.

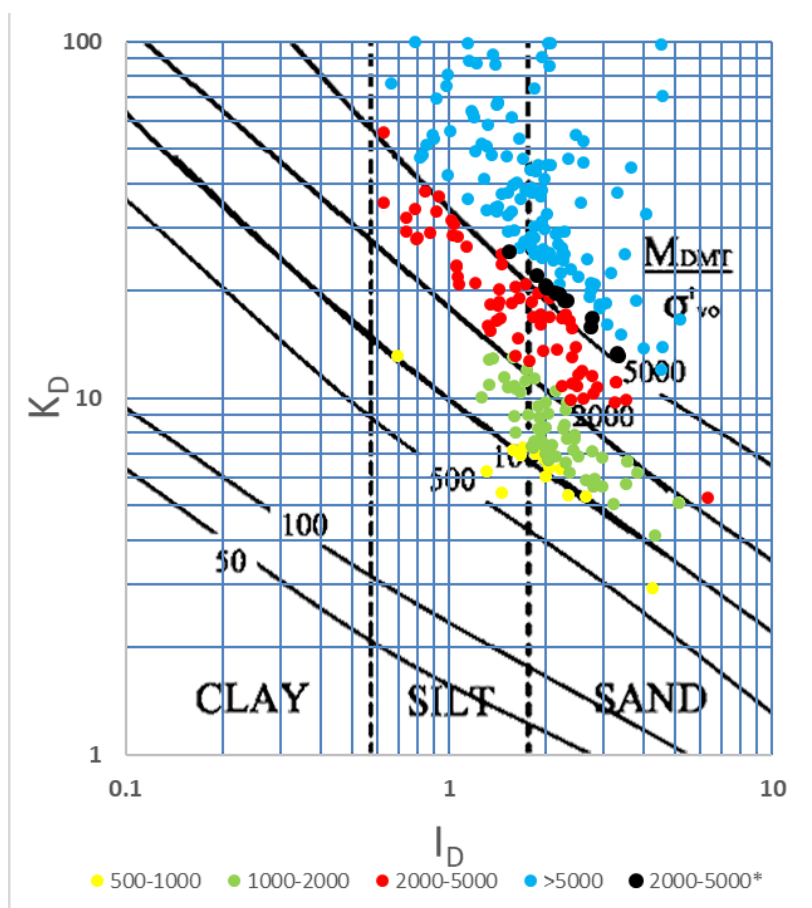


Figura 6.18 - Representação dos dados residuais no diagrama K_D vs I_D com isolinhas M_{DMT}/σ'_{v0} .

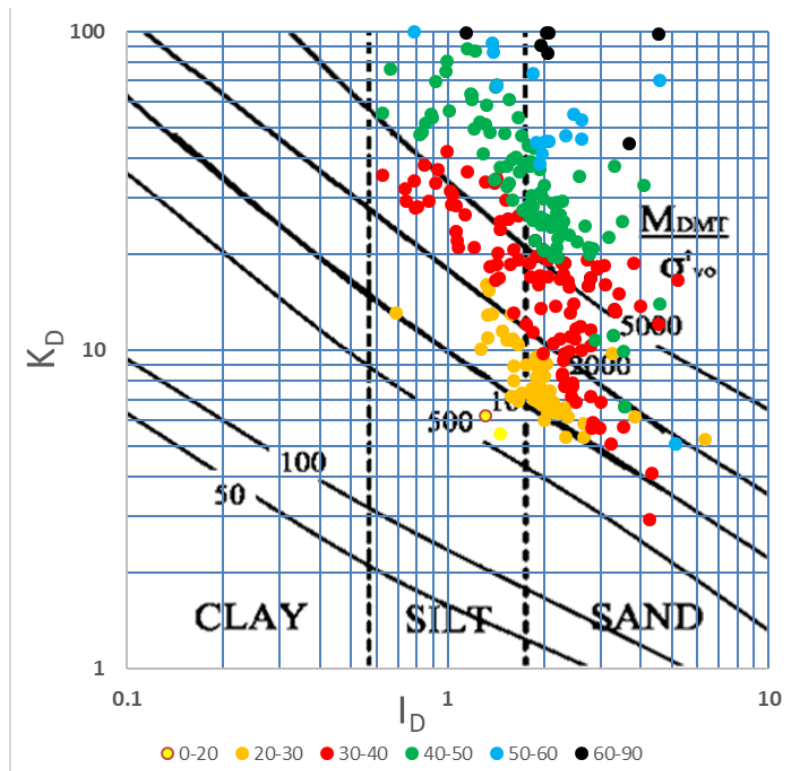


Figura 6.19 - Representação da coesão no diagrama K_D vs I_D com isolinhas M_{DMT}/σ'_{v0} .

A mesma avaliação relativamente ao módulo distorcional normalizado obtido através da velocidade das ondas de corte, evidencia um desacerto que torna o diagrama desajustado (Fig. 6.20). Note-se que neste caso, as avaliações de G_0 e as dos restantes parâmetros DMT são efetuadas com base em medições distintas o que pode justificar a dispersão de valores. Conforme seria de esperar, a distribuição da coesão neste diagrama segue um crescimento sustentado já que a base em K_D e I_D é a mesma dos diagramas anteriores e a orientação das isolinhas é em tudo semelhante aos casos anteriores com o módulo dilatométrico e módulo de deformabilidade confinado (Fig. 6.21).

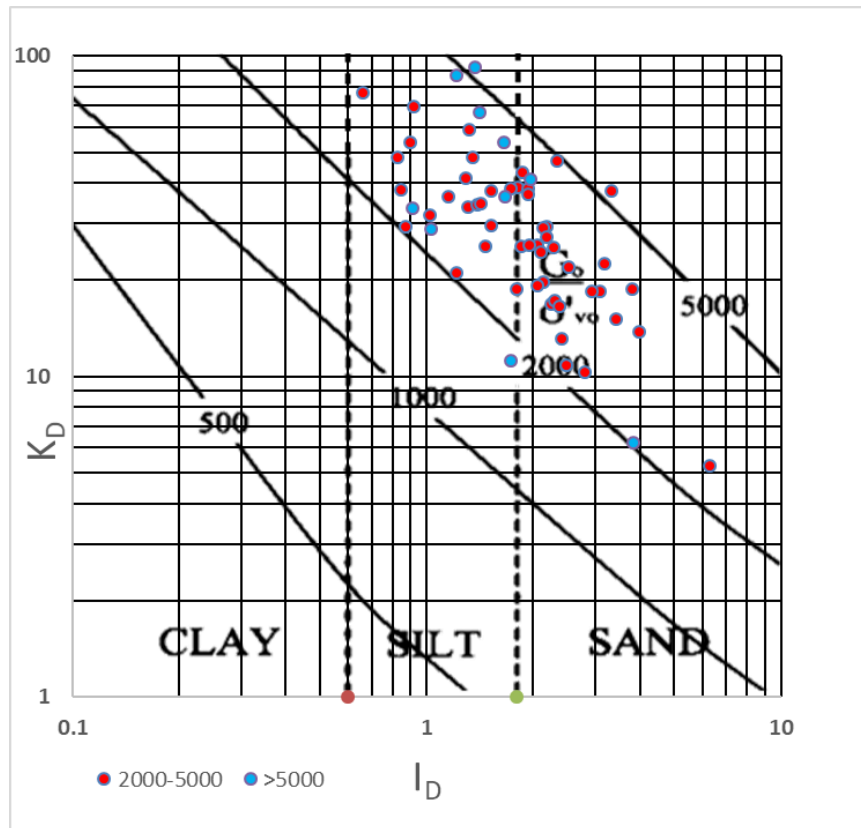


Figura 6.20 - Representação dos dados residuais no diagrama K_D vs I_D com isolinhas G_0/σ'_{v0} .

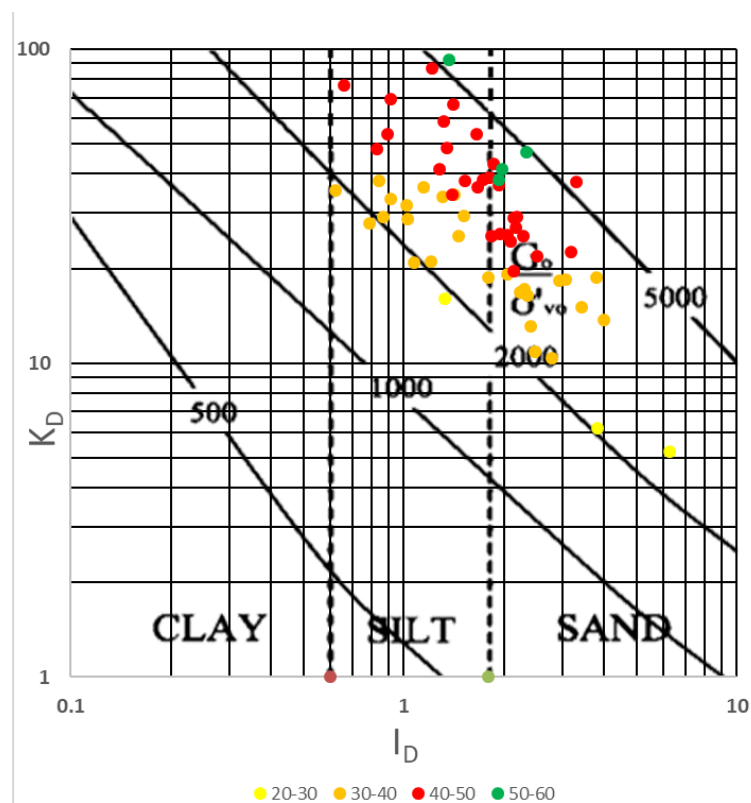
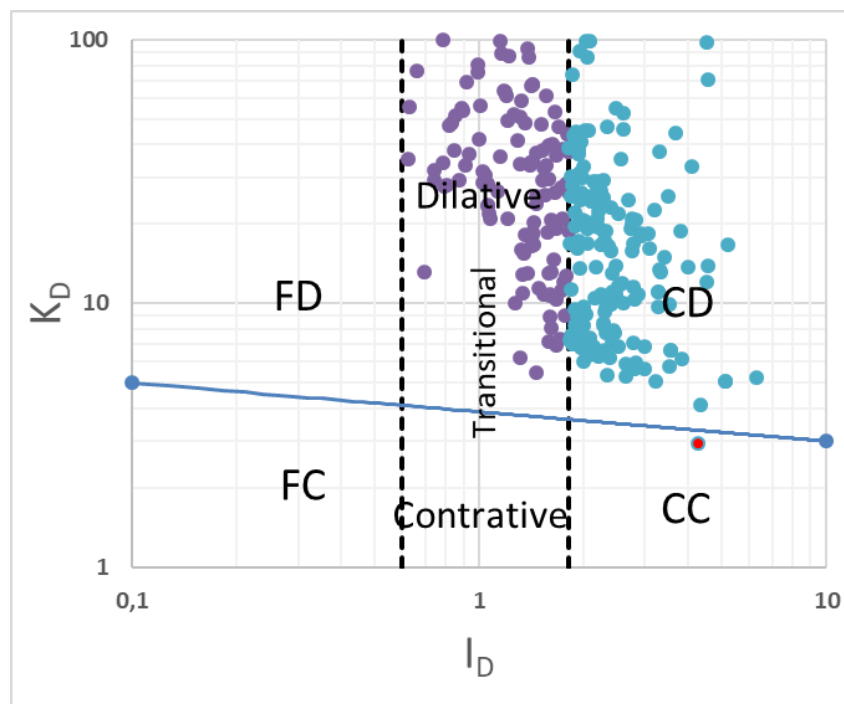


Figura 6.21 - Representação da coesão no diagrama K_D vs I_D com isolinhas G_0/σ'_{v0} .

Finalmente, a projeção no diagrama (Fig. 6.22) derradeiro proposto por Robertson (2015), evidencia a existência de solos com comportamento essencialmente dilatante o que é confirmado pelos ensaios triaxiais realizados a tensões de confinamento de 25, 50, 75 e 300 kPa. Na ordem de grandeza das condições *in situ* (0-100 kPa), os valores das deformações observadas nas curvas de ensaio revelam claramente o seu comportamento dilatante (Fig. 6.23).



CD - Grão grosso dilatativo (drenado)
CC - Grão grosso contrativo (drenado)
FD - Grão fino dilatativo (não drenado)
FC - Grão fino contrativo (não drenado)

Figura 6.22 – Representação dos solos residuais, num diagrama comportamental.

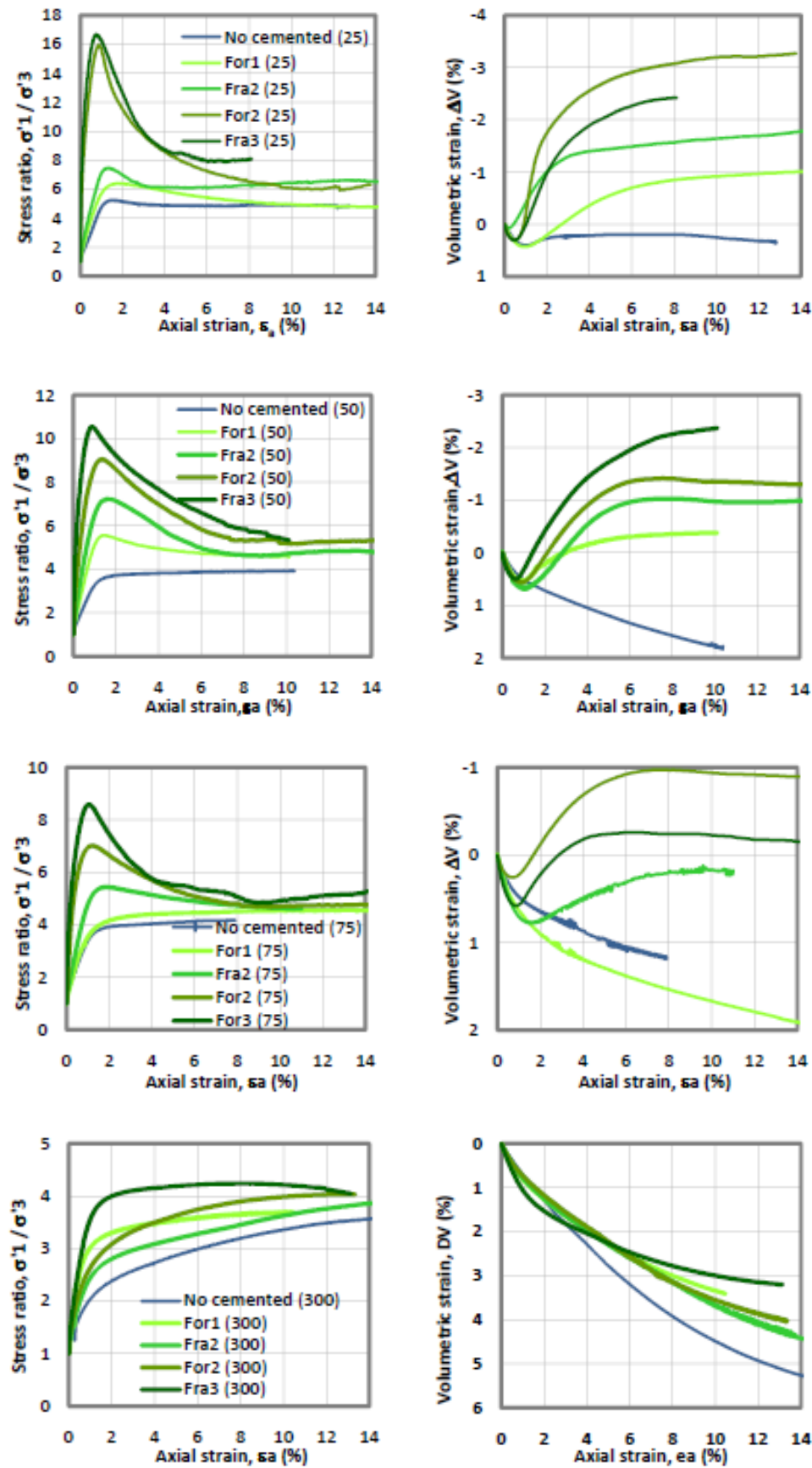


Figura 6.23 – Ensaio triaxiais, com tensões de confinamento de 25, 50, 75 e 300 kPa.

Para além destes, os ensaios CPTu realizados na mesma fase deste estudo, revelam uma vez mais um comportamento dilatante, conforme se observa na representação da figura 6.24 apresentada por Cruz *et al.* (2018).

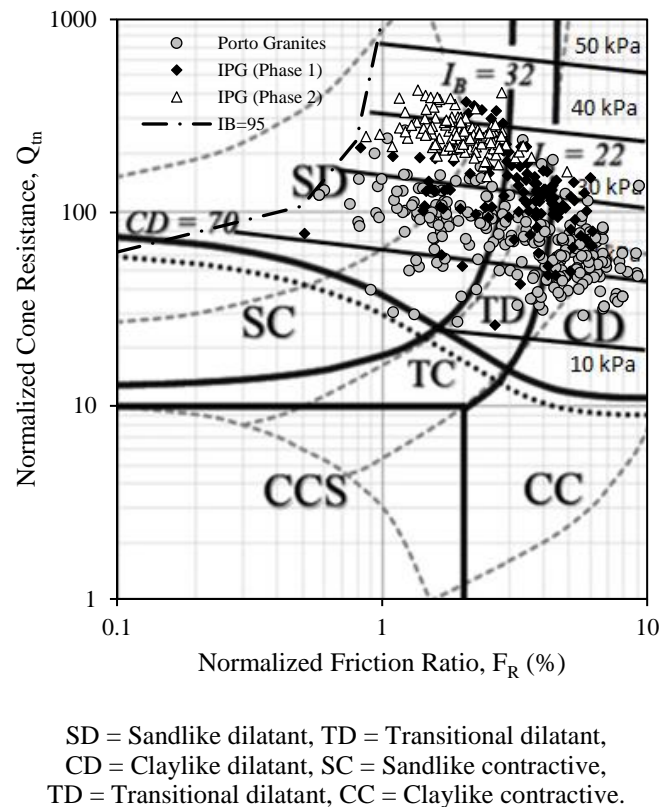


Figura 6.24 – Representação dos solos residuais no diagrama de Cruz *et al.*, 2018 para o CPTu.

Em resumo, a projeção dos dados obtidos nestes diagramas responde adequadamente à distribuição das isolinhas propostas por Roberston (2015) para o caso de solos sedimentares com exceção do diagrama em que é utilizado o módulo distorcional (G_0), talvez devido à sua avaliação independente através das velocidades das ondas sísmicas de corte. Por seu lado, a representação da coesão revela tendência de distribuição adequada quando a base do diagrama é K_D vs I_D . Em geral, verifica-se que o tipo de solo é corretamente interpretado e que a coesão aumenta à medida que o índice de tensão horizontal aumenta, o que é consistente com as observações de Marchetti (1980) e Cruz (2010). Na Tabela 6.3 apresenta-se um resumo destas considerações.

Tabela 6.3 - Representatividade dos solos residuais e da evolução da coesão nos gráficos de Robertson.

Diagrama	Residual	Coesão	Sedimentar (Robertson, 2015)
E_D/σ'_{v0} vs I_D , com contornos K_D	✓	✗	✓
K_D vs I_D , com contornos E_D/σ'_{v0}	✓	✓	✓
K_D vs I_D , com contornos M_{DMT}/σ'_{v0}	✓	✓	✓
K_D vs I_D com contornos G_0/σ'_{v0}	✗	✓	✓
Comportamento do solo	✓	✓	✓

A boa representatividade da coesão nos diagramas K_D vs I_D permite tentar introduzir isolinhas de coesão nos diagramas de base. A figura 6.25 demonstra que até à fronteira de solos areno-siltosos e solos arenosos, de acordo com I_D ($=3,3$), os valores tendem a seguir uma tendência única e coerente. Daí para a frente os valores evidenciam um comportamento que se desvia dessa tendência, o que deverá estar relacionado com a reduzida quantidade do material fino (responsável pela cimentação), conduzindo a uma fragilidade da estrutura global de ligação entre grãos. Na figura 6.26 apresenta-se um ajuste possível aos dados existentes, mas o mais prudente (e provável) será considerar que para valores superiores a 3,5 a extrapolação da ordem de grandeza da coesão não é válida.

Finalmente, a projeção dos resultados no diagrama de Cruz *et al.* (2012) parece sugerir as isolinhas de coesão representadas na figura 6.27.

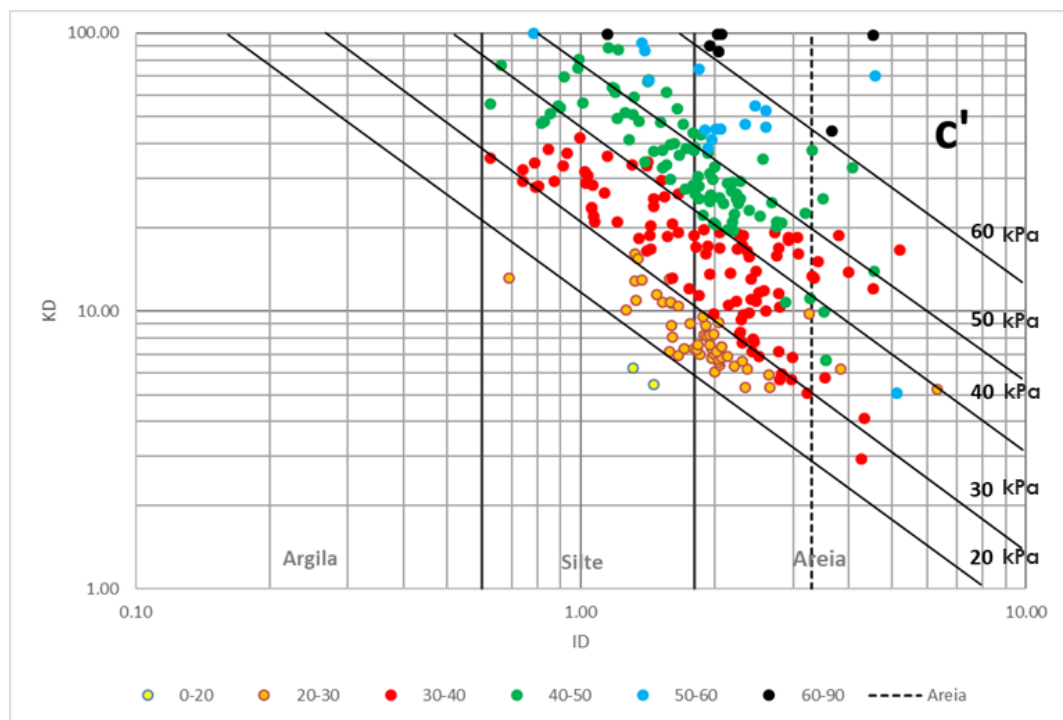


Figura 6.25 – Apresentação de novas isolinhas de grandeza do parâmetro coesivo.

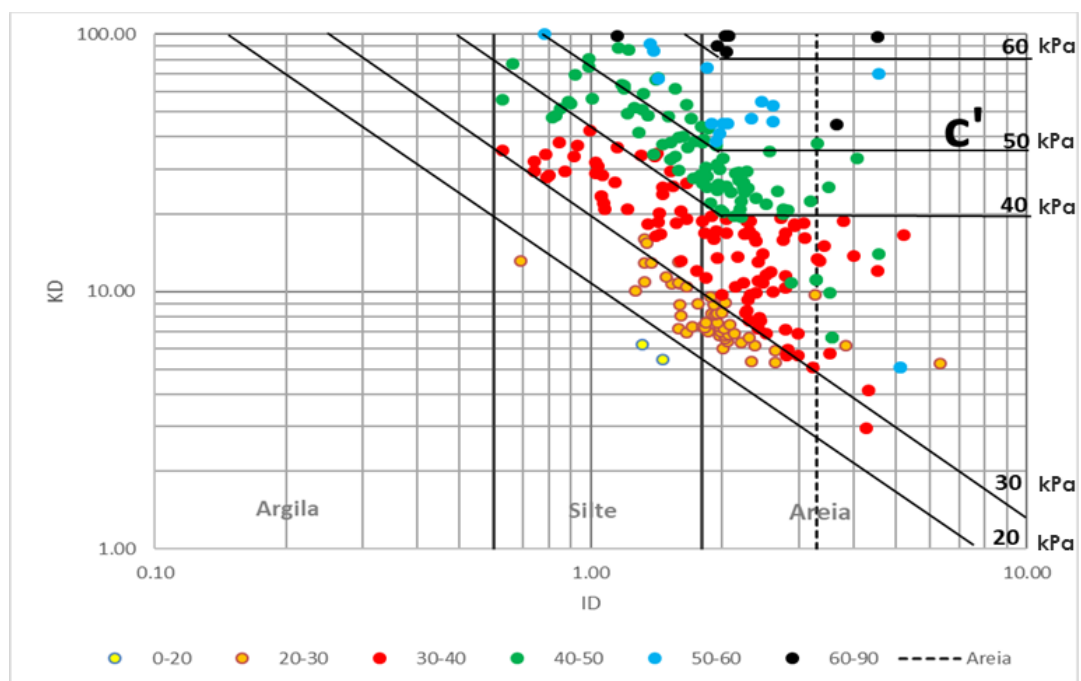


Figura 6.26 - Apresentação de um possível ajuste das isolinhas propostas no diagrama anterior.

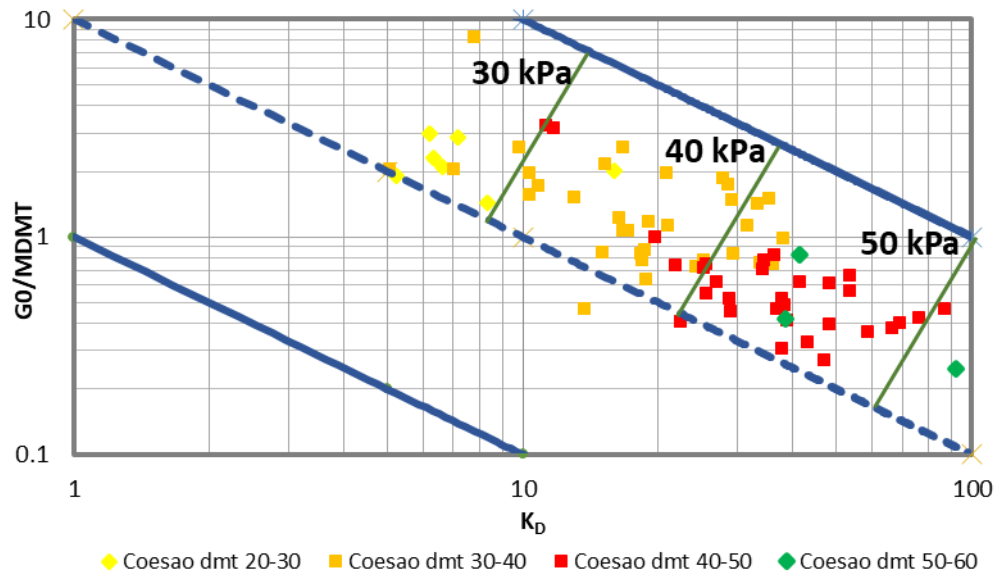


Figura 6.27 – Sugestão de isolinhas de coesão, no diagrama de Cruz et al., 2012.

7. Conclusões

7. Conclusões

Este trabalho teve como objetivo verificar a validade dos diagramas *SBT* de Robertson na representação dos solos residuais e testar os diagramas quanto à representação da evolução do parâmetro coesivo. Tendo em conta o objetivo, o estudo incidiu numa recente campanha realizada no campo experimental da Guarda, sob um maciço residual granítico, na qual foram feitos diversos ensaios *in situ*, entre os quais o ensaio DMT.

7.1 Adequabilidade dos diagramas na interpretação dos solos residuais

A projeção dos dados residuais nos diagramas de Robertson revelou no geral uma boa representação tendo em conta as isolinhas propostas. Contudo, num dos diagramas não foi possível representar fielmente este tipo de materiais, possivelmente devido à natureza de cálculo da terceira variável que difere de todas as outras. Na grande maioria dos diagramas, as variáveis de representação de dados são I_D vs K_D , variando apenas a terceira variável de diagrama para diagrama.

Os diagramas onde a terceira variável é derivada a partir das mesmas pressões fundamentais, ou seja, P_0 e P_1 apresentam uma boa representação, algo previsto considerando que a partir de duas pressões se obtêm três parâmetros E_D , K_D e I_D . No entanto, existem dois diagramas cujas variáveis (M e G_0) não são derivações diretas das pressões fundamentais e cuja distribuição de dados revela desvios da representação deste tipo de materiais quando comparados com os solos sedimentares que estiveram na base da criação destes diagramas.

O diagrama cuja variável é o módulo de deformabilidade confinado apresenta uma boa representação, mas o diagrama onde a terceira variável é o módulo distorcional, perde a representação para valores elevados. Apesar de tudo, a diferença era previsível, devendo-se à natureza de obtenção dos parâmetros. Tal como se observou no capítulo 4, o módulo de deformabilidade confinado é derivado a partir de E_D , através da aplicação de um fator de correção, R_M , que é

função de K_D e de I_D , enquanto o módulo distorcional é obtido diretamente através das ondas de corte (V_s). Ou seja, um dos parâmetros é obtido através das mesmas pressões fundamentais (embora indiretamente) e o outro é obtido a partir das ondas de corte, conseguidas através de ensaios sísmicos (SDMT).

7.2 Evolução da Coesão

Uma vez verificada a aplicabilidade dos diagramas propostos por Robertson aos solos residuais, foi testada a evolução do parâmetro coesivo, que revelou uma clara tendência evolutiva quando os parâmetros de projeção são K_D vs I_D e G_0/M_{DMT} vs K_D . Nesse contexto, foram propostos dois novos diagramas assentes nas mesmas variáveis, com o ajuste da grandeza do parâmetro coesivo. Estes dois novos diagramas revelaram uma boa representatividade do parâmetro coesivo atingindo-se assim o segundo dos principais objetivos do estudo.

Adicionalmente, foram ainda reajustadas as linhas de fronteira no diagrama destinado à deteção de estruturas de cimentação em solos (Cruz, 2012), por integração dos novos dados obtidos no campo experimental do IPG com os dados anteriormente utilizados.

Bibliografia

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V.N. & Jamiolkowski, M. (1991). "Settlement of shallow foundations on granular soils". J. Geotech. Engrg., ASCE, 117(1), pp 72-175.

Baligh, M. M. & Scott, D. (1975). "Quasi static deep penetration in clays". J. Geotechnical. Eng. Div. ASCE. 101, GT11, 1119-1133.

Cavallaro, A., Lo Presti, D.C.F., Maugeri, M. & Pallara, O. (1999). "Caratteristiche di deformabilità dei terreni da prove dilatometriche: analisi critica delle correlazioni esistenti". Proc. XX Italian Geotech. Conf. CNG, Parma: 47-53. Bologna.

Cruz, N. (2010). Modelling Geomechanics of Residual Soils with DMT Tests. PhD. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Cruz, N.(1995). "A avaliação de parâmetros geotécnicos pelo dilatómetro de Marchetti". MSc, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra.

Cruz, N., Cruz, J., Rodrigues, C., Cruz, M. and Amoroso, S. (2018). Behaviour of granitic residual soils assessed by SCPTu and other in-situ tests, at 4th Int. Symposium on Cone Penetration Testing, CPTu'18. Delft, Netherlands

Cruz, N., Rodrigues, C. and Viana da Fonseca, A. (2012). Detecting the presence of cementation structures in soils, based in DMT interpreted charts, at Porto Galinhas, Brasil, Volume: 2, pp 1723-1728.

Cruz, N.; Gomes, C.; Rodrigues, C.; Viana da Fonseca, A. (2015) "An approach for improving Wesley Engineering Classification. The case of Porto Granites". XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Edimburgh, UK.

Cruz, N., & Viana da Fonseca, A. (2006). "Portuguese experience in residual soil characterization by DMT tests". Proc. 2nd International Flat Dilatometer Conference, Washington D.C.

Cruz, N., Viana da Fonseca, A., Neves, E. (2004). "Evaluation of effective cohesive intercept on residual soils by DMT data". Geotechnical and Geophysical Site

Characterization. Proc. 2nd Int. Site Characterization - ISC'2, Porto, Portugal, Sept.2004. Millpress, Rotterdam.

Carta geológica 18-C – Guarda, à escala 1:50 000 editada pela Unidade de Geologia, Hidrogeologia e Geologia Costeira (UGHGC – LNEG).

Durgunoglu, H., Mitchell, J. (1975). "Static penetration resistance of soils". Proc. OfASCE Specialty Conference on In-situ Measurements of Soil Properties, pp. 151-189. Raleigh, North Carolina, USA.

Eurocode 7 (2004). "Geotechnical design". Final Draft, ENV 1997-1, 1997-2, 1997-3. European Committee For Standardization, Brussels.

Escario, V.; Juca (1989). "Shear strength and deformation of partly saturated soils". 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro.

Fredlund, D.G.; Morgenstern, N.R.; Widger, R.A. (1978). "The shear strength of unsaturated soils". Canadian Geotechnical Journal, 15.

Gravesen, S. (1960). "Elastic semi-infinite medium bounded by a rigid wall with a circular hole". Laboratoriet for Bygningsteknik, Danmarks Tekniske Højskole, Meddelelse No. 10, Copenhagen.

Grotzinger, J. and Jordan, T. (2010). Understanding earth. New York, N.Y.: W.H. Freeman.

Hardin, B.O. & Blandford, G.E. (1989). "Elasticity of particulate materials". J. Geot. Eng. Div., Vol. 115, GT6, pp. 788-805. ASCE, New York.

Hryciw, R.D. (1990). "Small-strain-shear modulus of soil by dilatometer". Journal of Geotechnical Eng. ASCE, Vol 116, No11, pp.1700-1716.

ISO/CEN (2001). "Geotechnical Engineering – identification and description of rock". International standard 14689-2.

Jamiolkowski, M.; Ghionna, V.; Lancellotta, R.; Pasqualini, E. (1988). "New correlations of penetration tests for design practice". Proc. of Int. Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Vol 1, 263 – 296. Orlando (USA). Balkema.

Jamiolkowski, B.M., Ladd, C.C. & Jermaine, J.T., Lancelota, R. (1985). "New developments in field and laboratory testing of soils". Theme lecture, Session II, XIISCMFE., Vol 1, S. Francisco, CA 1985, pp. 57-153.

Lacasse, S. & Lunne, T. (1988). "Calibration of dilatometer correlations". 'Penetration Testing - 1988', Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol. 1, pp. 537-548. Ed. De Ruiter. A.A. Balkema, Rotterdam.

Ladd, C.C., Foot, R. Ishiara, K.; Poulos, H.G.; Schlosser, F. (1977). "Stress deformation and strength characteristics". Proc. 9th Int. Confrence on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, State-of-the-Art-Paper, Tokyo, pp. 421 – 494.

Lunne, T., Lacasse, S. & Rad, N.S. (1989). "State of the art report on in-situ testing of soils". Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, 4, pp. 2339-2403.

Lutenegger, A. J., Kabir, M. G. (1988). "Dilatometer C-reading to help determine stratigraphy". Proc. ISoPT-1, Orlando, FL, Vol. 1, pp. 549-554.

Marchetti, S. (1997). The flat dilatometer design applications. III Geotechnical Engineering Conference, Cairo University.

Marchetti, S. (1980). "In-situ tests by flat dilatometer". J. Geotechnical. Eng. Div. ASCE, 106, GT3, pp. 299-321.

Marchetti, S. & Crapps, D.K. (1981). "Flat dilatometer manual". Internal report of GPEInc., distributed to purchasers of DMT equipment.

Marchetti S., Monaco P., Totani G. & Calabrese M. (2001). "The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations". Report of the ISSMGE Technical Committee 16. Int Conf. On In-situ Measurement of Soil Properties, Bali, Indonesia.

Mateus, C. (2008). Determinação dos erros de medição associados ao Ensaio DMT. MSc. Universidade de Aveiro.

Matos Fernandes, M. (2016). Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais. 4th ed. Porto: FEUP Edições.

Mayne, P.W., Christopher, B.R. & DeJong, J. (2001). "Manual on subsurface investigations". National Highway Institute. Publication No. FHWA NHI-01-031. Federal Highway Administration, Washington, DC. Geotechnical Site Characterization.

Mesri (1975). "New design procedure for stability of soft clays". ASCE Journal of Geot. Engrg. Div. Vol. 108, pp. 851-872.

Molina Jr, Walter. (2017). Comportamento Mecânico do Solo em Operações Agrícolas.

Powell, J.; Uglow, I. (1988). "The interpretation of the Marchetti dilatometer test in UK clays". Proc. Penetration Testing in UK. Paper 24, pp. 121 – 125.

Ramos, J. M. (1998). Mineralizações de metais raros de Seixo Amarelo - Gonçalves (Guarda): contribuição para o seu conhecimento. Tese de Doutoramento. Departamento de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa.

Ricceri, G., Simonini, P. & Cola, S. (2001). "Calibration of DMT for Venice soils". Proc. Int. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali, pp. 193-199.

Robertson, P.K. 2016. Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system an update. Canadian Geotechnical Journal 53: 1910–1927 [dx.doi.org/10.1139/cgj-2016-0044](https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0044).

Robertson, P.K. 2015: Soil behavior type using the DMT. Proc. 3rd Int. Flat Dilatometer Conf., Roma, Italy, 243–250.

Rodrigues, C. (2003). "Caracterização geotécnica e estudo do comportamento geomecânico de um saprófito granítico da Guarda". PhD, Universidade de Coimbra.

Roque, R.; Janbu, N.; Senneset, K. (1988). "Basic interpretation procedures of flat dilatometer". Proc. of Int. Symposium on Penetration Testing, ISOPT-I, Vol. 1, pp. 577–587. Orlando (USA). Balkema.

Schmertamnn, J.H. (1983). "Revised procedure for calculating K_0 and OCR from DMT with $ID > 1,2$ and which incorporates the penetration force measurement to permit calculating the plane-strain angle of shearing resistance". 'DMT-Digest # 1', GPE Inc., Gainesville, pp. 16-18.

Schnaid, F.; Lehane, B.; Fahey, M. (2004) "In-situ test characterization of unusual geomaterial". Geotechnical and Geophysical Site Characterization, ISC'2. Key note Lecture.

Sully, J.P. & Campanella, R.G. (1989). Correlation of maximum shear modulus with DMT test results in sand. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp.339-343.

Tanaka, H. & Tanaka, M. (1998). "Characterization of sandy soils using CPT and DMT". Soils and Foundations, Vol. 38, no3, pp.55-65.

Teixeira, C., Martins, J. A., Medeiros, A. C., Pilar, L., Ferro, M. N., & Mesquita, L. P. (1963). Carta Geológica de Portugal, na escala 1/50 000: Notícia Explicativa da Folha 18-C - Guarda. Lisboa, Portugal: Serviços Geológicos de Portugal.

Topa Gomes, A. (2009). "Elliptical shafts by the sequential excavation method. The example of Metro do Porto". PhD, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Viana da Fonseca, A. (1996) "Geomechanics of Porto residual soil from granite. Project criteria for direct foundations". PhD, Universidade do Porto.

Viana da Fonseca, A. & Cardoso, A. S. (1998). "Surface loading tests for mechanical characterisation of a saprolitic soil from granite of Porto". Proc. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical – Foz de Iguassu, Brazil, 8-12 de Ago de 1999. 1, 403-409.

Referências eletrônicas

Becastanheiradepera.blogs.sapo.pt. (2018). O Ciclo da Água. [online] Disponível em: <https://becastanheiradepera.blogs.sapo.pt/o-ciclo-da-agua-310234> [Acedido 10 Jun. 2018].

Estudos da atmosfera, H. (2018). ESTUDOS DA ATMOSFERA, HIDROSFERA E GEOSFERA. [online] Univesp-katia-regina.blogspot.com. Disponível em: <http://univesp-katia-regina.blogspot.com/2016/03/estudos-da-atmosfera-hidrosfera-e.html> [Acedido em 10 Jun. 2018].

Geocaching.com. (2018). Metamorfismo / Metamorphism [Cascais]. [online] Disponível em: https://www.geocaching.com/geocache/GC4D7FR_metamorfismo-metamorphism-cascais?guid=8cf02903-91f7-4094-9ff8-1cf1600c22dc [Acedido 10 Jun. 2018].

Geologica, D. (2018). *Dinâmica Geológica*. [online] Dinamica-geologica.blogspot.com. Disponível em: <http://dinamica-geologica.blogspot.com> [Acedido em 10 Jun. 2018].

Marchetti. (2018). DMT - SDMT - Flat Dilatometer - Marchetti. [online] Disponível em: <http://www.marchetti-dmt.it/> [Acedido 5 Abr. 2018].

Lneg.pt. (2018). LNEG - Laboratório Nacional de Energia e Geologia. [online] Disponível em: <http://www.lneg.pt/> [Acedido 10 Jun. 2018].

Pt.slideshare.net. (2018). *Estructura Interna I Tectónica De Plaques*. [online] Disponível em: <https://pt.slideshare.net/donamjocjm/estructura-interna-i-tecnica-de-plaques> [Acedido 10 Jun. 2018].

Smig.org.mx. (2018). Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica | SMIG. [online] Disponível em: <https://www.smig.org.mx/> [Acedido 15 Jul. 2018].

Spot.umadesign.com. (2018). Geocontrole [online] Disponível em: http://spot.umadesign.com/sites/geocontrole/pt/inovacao/3/dilatometro_de_marchetti.html [Acedido 15 Jul. 2018].